



La diffusion du contrôle à la source des eaux pluviales urbaines : confrontation des pratiques à la rationalité hydrologique

Guido Petrucci

► To cite this version:

Guido Petrucci. La diffusion du contrôle à la source des eaux pluviales urbaines : confrontation des pratiques à la rationalité hydrologique. Architecture, aménagement de l'espace. Université Paris-Est, 2012. Français. NNT : 2012PEST1183 . pastel-00793159

HAL Id: pastel-00793159

<https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00793159>

Submitted on 21 Feb 2013

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



**ECOLE DOCTORALE
« VILLE, TRANSPORTS ET TERRITOIRES »**

Thèse de doctorat de l'Université Paris-Est

Urbanisme et aménagement

Guido Petrucci

**La diffusion du contrôle à la source des
eaux pluviales urbaines.
Confrontation des pratiques à la rationalité
hydrologique.**

Thèse dirigée par Bruno Tassin
Co-dirigée par José-Frédéric Deroubaix

Soutenue le 11 juillet 2012

Jury :

Mme. Sabine Barles
Mme. Sylvie Barraud
M. Nilo de Oliveira Nascimento
M. Hervé Andrieu
M. Bruno Tassin
M. José-Frédéric Deroubaix

Rapporteur
Rapporteur
Président du Jury
Examineur
Directeur de thèse
Co-directeur de thèse

Resumé

La gestion des eaux pluviales urbaines connaît une évolution majeure depuis les années 1960 : d'une stratégie basée sur l'évacuation rapide et totale des eaux pluviales de la ville, on passe progressivement à une stratégie de contrôle à la source (CS). Ces 10 dernières années ont vu une généralisation du CS, ainsi qu'en témoigne l'augmentation du nombre de réglementations de rejet. Ces dernières imposent, dans les nouvelles parcelles urbanisées, la réalisation d'ouvrages ayant pour fonction de réguler et/ou de retenir les eaux pluviales : les techniques alternatives (TA). Une systématisation de ces réglementations ne va pas manquer de générer dans l'avenir de nombreux bassins versants urbains fortement équipés en TA, et dont le comportement hydrologique sera déterminé par les réglementations appliquées.

Il apparaît que le choix d'une réglementation par une collectivité est un choix complexe et, d'une collectivité à l'autre, des logiques différentes sont appliquées, dont la cohérence globale peut être discutée. Cette thèse questionne et analyse les politiques de CS, et en particulier les réglementations de rejet, dans une perspective de compréhension de leurs effets hydrologiques dans le long terme. Elle comprend deux analyses complémentaires : nous étudions d'abord l'évolution des politiques de CS dans six collectivités en France, afin de déterminer les logiques appliquées dans le choix des réglementations. Nous présentons ensuite une analyse hydrologique des conséquences de ces réglementations sur le comportement de bassins versants urbains « modèles ». Cette analyse, centrée sur la modélisation hydrologique des bassins, permet de questionner les politiques de CS actuelles, mais aussi de discuter des outils que l'hydrologie urbaine peut fournir pour permettre la mise en place de politiques de CS cohérentes, en phase avec le fonctionnement hydrologique des bassins versants.

Mots-clé : gestion des eaux pluviales ; hydrologie urbaine ; contrôle à la source ; réglementations de rejet ; analyse des instruments de politique publique ; modélisation hydrologique.

Abstract

The diffusion of source control for urban stormwater management. A comparison between the current practices and the hydrological rationality.

Urban stormwater management is facing a major evolution since 1960 : from a strategy based on the complete and fast conveyance of stormwater outside of the urban area, to a strategy based on source control (SC). Recently, SC is becoming a common practice, in connection with the increasing diffusion of flow regulations. These regulations prescribe, for all new urban development, to build facilities (Best Management Practices, BMP) to reduce the flow-rate or the volume of stormwater entering the sewer system. A wide application of flow regulations will determine the future hydrological behaviour of many urban catchments.

The choice of a regulation is a complex task for local authorities, involving several logics, whose global coherence can be discussed. This thesis analyses SC policies and regulations and discusses them in terms of their long-term hydrological effects. Two complementary approaches are developed. The first is based on the analysis of the evolution of SC policies in six French authorities, and it aims to define and discuss the logics applied. The second consists in the hydrological modeling of the consequences of SC regulations on the behaviour of two experimental catchments. This hydrological analysis allows (i) to evaluate the pertinence of actual SC policies and (ii) to discuss which tools urban hydrology can provide to support the development of coherent SC policies, according to the hydrological functioning of urban catchments.

Key-words : stormwater management ; urban hydrology ; source control ; flow regulation ; policy instruments' analysis ; hydrological modeling.

Remerciements

Cette thèse a été réalisée à l'Ecole des Ponts Paristech grâce à un financement de l'Université Paris-Est Marne-la-Vallée. Je remercie ces institutions pour le support matériel qu'elles m'ont fourni.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon directeur de thèse Bruno Tassin et à mon codirecteur José-Frédéric Deroubaix, qui m'ont donné l'opportunité de réaliser cette thèse et m'ont aidé à la concrétiser. Je les remercie sincèrement pour leur disponibilité, pour leur patience, pour les longues discussions et les nombreuses divagations, et pour le goût de la recherche qu'ils ont su me transmettre. Ma reconnaissance va aussi à Jean-Claude Deutsch qui après m'avoir expliqué, en quelques minutes, ce qui aurait été ma recherche pour les trois ans à venir, a toujours suivi mon travail et n'a jamais hésité à me donner des conseils précieux.

Je remercie également Bernard de Gouvello, Brigitte Vinçon-Leite, Adèle Bressy et toute l'équipe et les doctorants du Leesu pour leur cordialité, leurs conseils, leurs encouragements. C'est grâce à eux que cette thèse s'est déroulée dans un climat fort sympathique.

Mes remerciements vont aussi à tous les chercheurs et professionnels de la gestion de l'eau qui ont contribué à ma thèse par leurs expériences et leur support : Philippe Bompard, Olivier Frysou, Emmanuel Berthier, Fabrice Rodriguez et Patrick Savary. J'adresse mes remerciements à tous les techniciens qui ont accepté d'être interviewés dans le cadre de ce travail, et à leurs institutions : l'Agence de l'eau Seine-Normandie, le CERTU, la CA du Douaisis, les Département de la Seine-Saint-Denis et des Hauts-de-Seine, le Service de navigation de la Seine, le Syndicat de la vallée de l'Orge aval et la Ville de Paris. Je remercie aussi l'IFSTTAR, le LROP, le projet GARP-3C, le Conseil Général du Val-de-Marne et la Ville de Nantes pour m'avoir fourni les données qui ont permis le travail de modélisation. Je suis également reconnaissant à Jonas Vale-Lara qui m'a aidé en modélisant, pendant son stage, le bassin des Gohards.

Plus personnellement, toute ma reconnaissance va à Emilie Rioust, Mathilde Soyer, Briac Le Vu, Marie Gastine et Giovambattista Marino qui, au labo ou ailleurs, ont été toujours présents pendant ces années. Même si leur contribution à cette thèse a été moins directe, elle n'a pas été pour autant moins essentielle. Et bien sûr je remercie mes amis (et hydrologues) avec lesquels on a passé des soirées à parler, entre autres, d'eau : Olivier Knapen et Pietro Bernardara.

Je remercie aussi mes parents et mon frère. Même s'ils me voient partir toujours un peu plus loin, ils ne me font jamais manquer leurs encouragements et leur soutien. Merci enfin à Eleonora, avec qui j'ai la chance de partager tant d'aventures.

Table des matières

Liste des figures	13
Liste des tableaux	17
Liste des acronymes	19
Liste des notations	21
 Introduction	 23
 I. Urbanisation, cycle de l'eau, contrôle à la source et réglementation	 29
Introduction de la partie I	31
 1. Les effets de l'urbanisation sur le cycle de l'eau	 33
1.1. L'impact sur le ruissellement	35
1.2. L'imperméabilisation	38
1.3. Une vision plus large : le <i>water balance</i>	40
1.4. La liaison avec le milieu récepteur	42
1.5. Conclusion : limites et intérêt d'une approche par les débits	43
 2. L'évolution de l'assainissement	 47
2.1. Croissance urbaine et assainissement : du tout-au-réseau aux techniques alternatives	49
2.1.1. L'assainissement des villes : le tout-au-réseau et le dimensionnement des canalisations	49
2.1.2. Croissance des villes et crise du tout-au-réseau	50
2.1.3. Croissance (et débordements) se poursuivent : des bassins aux techniques alternatives	53
2.2. Une deuxième contrainte : la qualité des eaux	56
2.3. Techniques alternatives et développement durable	60
2.4. La décentralisation administrative et technique	63

2.5.	L'évolution de la terminologie	65
2.5.1.	En France	65
2.5.2.	A l'étranger	66
2.5.3.	Le contrôle à la source	69
2.6.	Conclusion : évolution de l'assainissement et contrôle à la source . . .	70
3.	Analyse de la diffusion du contrôle à la source en France	73
3.1.	Les instruments de la diffusion des TA et du CS	74
3.1.1.	Les instruments réglementaires	76
3.1.2.	Les échelles des réglementations	77
3.2.	La diffusion du CS : recensement des réglementations	78
3.3.	La diffusion du CS : analyse	87
3.3.1.	Les formes de réglementation	87
3.3.2.	La persistance des références « classiques »	89
3.3.3.	Le dimensionnement de la contrainte	91
3.4.	La réglementation à l'étranger	94
3.5.	Conclusion : diffusion ou adaptation	98
4.	L'hydrologie urbaine et les réglementations de rejet	101
4.1.	Le regard hydrologique sur les réglementations de rejet	102
4.1.1.	Les réglementations de débit naturel	102
4.1.2.	Les réglementations de débit	108
4.1.3.	Les réglementations de volume	110
4.1.4.	Les réglementations « zéro-rejet »	114
4.2.	Perspectives méthodologiques	115
4.2.1.	L'analyse de sensibilité	115
4.2.2.	L'observation directe des conséquences du CS	117
4.3.	Conclusion : les réglementations et l'hydrologie urbaine	120
5.	Contrôle à la source, échelles et modélisation	123
5.1.	Le rapports entre les échelles spatiales hydrologiques et urbaines . . .	124
5.1.1.	Le bassin versant en hydrologie urbaine	124
5.1.2.	Bassin versant et échelles urbaines	126
5.2.	Le changement d'échelle en hydrologie	128
5.2.1.	Et en hydrologie urbaine	130
5.3.	Les modèles hydrologiques	135
5.3.1.	Quelle typologie de modèles pour les réglementations de rejet ?	138
5.4.	Conclusion : ville, assainissement et hydrologie	141
	Conclusions de la partie I	143

II. Analyse des pratiques réglementaires	147
Introduction de la partie II	149
6. L'élaboration des réglementations dans six collectivités	159
6.1. La Seine-Saint-Denis	159
6.1.1. Un nouvel objectif : la qualité du milieu récepteur	162
6.1.2. Le zonage pluvial	163
6.1.3. L'intégration urbaine des Techniques Alternatives	166
6.1.4. Quantification des TA réalisées	167
6.2. Les Hauts-de-Seine	168
6.2.1. Le dimensionnement des contraintes	173
6.3. Le Syndicat Mixte de la Vallée de l'Orge Aval	176
6.4. La Communauté d'agglomération du Douaisis	181
6.5. La ville de Paris	182
6.6. Le SDAGE Seine-Normandie	186
7. Analyse et interprétation des résultats	191
7.1. L'approche technique	192
7.1.1. De la méthode rationnelle au CS : la simplification du problème hydrologique	192
7.1.2. Le recours à des références externes	195
7.1.3. Le « succès » des réglementations de débit entre imitation et simplification	197
7.1.4. La « vision incrémentale » dans l'approche technique	199
7.1.5. L'approche technique : bilan de l'analyse	200
7.2. L'approche politique	201
7.2.1. Les objectifs des politiques de CS	201
7.2.2. Limites de l'approche politique du CS	205
7.2.3. Un court-circuit dans le processus de traduction	207
7.3. La mise en œuvre du CS au niveau des territoires : perspectives de recherche	209
7.3.1. La « <i>path dependence</i> »	209
7.3.2. Le « mouvement des modes de régulation »	211
7.4. Conclusion : du réseau aux techniques alternatives, de la technicité au bon sens ?	215
Conclusions de la partie II : les limites de l'approche scientifique	217
III. Contrôle à la source et modélisation hydrologique	221
Introduction de la partie III	223

8. Modélisation physique distribuée - Méthodologie	233
8.1. Les bassins versants modélisés	233
8.2. L'objectif de la modélisation : courbes DC et indicateurs	239
8.3. Le modèle employé	243
8.4. Les données disponibles et la préparation du modèle	246
8.5. Le calage du modèle	249
8.6. La validation du modèle	254
8.7. La construction des scénarios	257
9. Modélisation physique distribuée - Résultats et discussion	261
9.1. Calage et validation	262
9.1.1. Robustesse du calage	264
9.2. Simulation des scénarios de réglementation	268
9.2.1. Le comportement global des bassins versants soumis à des ré- glements de rejet : les courbes DC	268
9.2.2. La sensibilité des bassins versants aux réglementations : les indicateurs	272
9.3. Discussion	281
9.4. Conclusion : modèles physiques distribués et CS	283
10. Vers une modélisation <i>top-down</i> : l'atténuation des hydrogrammes	287
10.1. Méthodologie	289
10.1.1. Modélisation de l'atténuation	291
10.2. Résultats et discussion	293
10.3. Conclusion : l'approche top-down pour la modélisation du CS	300
Conclusions de la partie III : un bilan hydrologique du contrôle à la source	303
Conclusions générales	305
Bibliographie	313
Entretiens	329
Annexes	329
A. Données et paramètres de calage pour les bassins de la ZOH et des Gohards	331
A.1. Données pluie-débit disponibles	331
A.2. Paramètres de calage	331
B. Une méthode des pluies « étendue »	337

C. Développement d'un modèle d'atténuation des hydrogrammes	341
C.1. Méthodologie	341
C.1.1. Conditions expérimentales	343
C.1.2. Facteurs explicatifs	344
C.1.3. Simulations	347
C.1.4. Exploitation des résultats	348
C.1.5. Validation	349
C.2. Résultats	351
C.2.1. Ajustement des équations	351
C.2.2. Validation	355
C.2.3. Modèle utilisé pour la discussion	358
D. Articles	359
Rainwater harvesting to control stormwater runoff in suburban areas. An experimental case-study.	359
Do stormwater source control policies deliver the right hydrologic outcomes ?	371

Liste des figures

1.	Réglementations de rejet en région parisienne.	26
1.1.	Rapport entre imperméabilisation et ruissellement (FISRWG, 1998). .	35
1.2.	Exemple de modification d'un hydrogramme à cause de l'urbanisation du bassin versant.	36
1.3.	Modification de la courbe des débits classés (DC) à cause de l'urbanisa- tion du bassin versant.	37
1.4.	Comparaison de courbes DC pour différentes réglementations (Fennessey et al., 2001).	38
1.5.	Relation entre TIA et un indicateur d'état écologique (Booth et al., 2004). .	39
1.6.	Effet de la déconnexion des surfaces imperméables sur les relations TIA-impact. A partir de Booth et al. (2004).	41
1.7.	Principaux impacts de l'urbanisation sur les cours d'eau aval. (Walsh et al., 2005b).	44
2.1.	Evolution des objectifs des techniques de stockage et infiltration (Mc- Cuen et al., 1983).	48
2.2.	Auguste Renoir, Le déjeuner des canotiers (1881), Phillips collection, Washington.	56
2.3.	Vue au microscope d'un échantillon d'eau de la Seine à l'aval d'Asnières en 1875. (Figuier, 1877).	57
2.4.	Objectifs de la gestion des eaux pluviales urbaines (Roy et al., 2008). .	71
3.1.	Distribution des formes de réglementation (N=43).	87
3.2.	Distribution des préconisations d'infiltration (N=18).	88
3.3.	Distribution des temps de retour préconisés (N=32).	90

3.4. Distribution des méthodes de dimensionnement préconisées (N=25). . .	91
3.5. Nombre de réglementations en fonction du débit de fuite.	92
3.6. Débits de fuite par région pluviométrique et par échelle.	93
3.7. Débits décennaux à l'aval de bassins versants de la région I (Savary, 2010, <i>non publié</i>).	95
4.1. Superposition des pics due aux réglementations de débit naturel. . . .	104
4.2. Superposition des pics due aux réglementations de débit non-coordonnées (Azzout et al., 1994).	109
4.3. Variation saisonnière du ruissellement (Meierdiercks et al., 2010b). . .	119
5.1. Schéma des relations entre échelles temporelles et spatiales en hydrologie (Blöschl et Sivapalan, 1995).	129
5.2. Echelles temporelles et spatiales en hydrologie urbaine. A partir de : Blöschl et Sivapalan (1995).	131
5.3. Echelles temporelles et spatiales en hydrologie urbaines en présence d'un réseau pluvial dense. A partir de : Blöschl et Sivapalan (1995). . .	133
I.1. Schéma chronologique de l'évolution du CS.	145
II.1. Schéma d'une démarche de recherche par la méthode de la <i>grounded theory</i> (Quivy et Van Campenhoudt, 1995).	151
6.1. Carte des capacités d'infiltration en Seine-Saint-Denis (Breuil, 2009). . .	164
6.2. Carte des limitations de débits en Seine-Saint-Denis (Breuil, 2009). . .	164
6.3. Réseaux d'assainissement du Département des Hauts-de-Seine (CG 92). .	169
6.4. Zones de débordement et secteurs sensibles du Département des Hauts- de-Seine (CG 92).	170
6.5. Le territoire du SIVOA et le système d'assainissement (SIVOA). . . .	177
6.6. Variation du volume des déversements d'orages pour différentes limita- tions de débit. Source des données : SAFEGE (2007).	185
6.7. Zonage pluvial de Paris proposé par l'étude SAFEGE (2007). Source : Mairie de Paris.	185

8.1. Bassin versant de la ZOH et profil du réseau (Petrucci et al., 2012b). . .	235
8.2. Bassin versant des Gohards et profils du réseau (Vale Lara, 2011). . .	236
8.3. Hauteur d'eau en fonction de la durée ($T = 10$ ans).	238
8.4. Fréquence des évènements pluvieux en fonction de la hauteur d'eau. .	238
8.5. Exemple de courbe des débits classés (DC) médiane annuelle, avec percentiles à 10% et 90%.	241
8.6. Indicateurs décrivant les courbes DC.	242
8.7. Modèle du réservoir dans SWMM (Rossman, 2004).	243
8.8. Structure d'un sous-bassin « classique » en SWMM.	244
8.9. Structure d'un sous-bassin représenté en SWMM par typologies de surfaces.	245
8.10. Schéma du calage d'un modèle (Gupta et al., 2005).	250
8.11. Schéma de principe du processus de calage employé.	254
8.12. Schéma de la modélisation des réglementations de débit (Petrucci et al., 2012b).	259
8.13. Courbes hauteur-débit pour la vidange des réservoirs (Petrucci et al., 2012b).	259
8.14. Schéma de la modélisation des réglementations de volume (Petrucci et al., 2012b).	260
9.1. Validation du modèle des Gohards. Valeurs de Nash par saison. . . .	264
9.2. Exemples d'hydrogrammes simulés et mesures, pour les périodes de calage et de validation.	265
9.3. Résultats du test de robustesse du calage.	266
9.4. Courbes DC des réglementations - ZOH.	270
9.5. Courbes DC des réglementations - Gohards.	271
9.6. Indicateurs V et f_0	274
9.7. ZOH - Indicateurs $Q_{10\%}$, $Q_{1\%}$ et $Q_{0.1\%}$	276
9.8. Gohards - Indicateurs $Q_{10\%}$, $Q_{1\%}$ et $Q_{0.1\%}$	277

9.9. Indicateurs Q_{10ans} et Q_{20ans}	280
10.1. Déformation d'un hydrogramme lors de l'écoulement dans une conduite	288
10.2. Résultats expérimentaux de l'expérience de Ackers et Harrison, comparés aux courbes théoriques (source : Ackers et Harrison (1964))	290
10.3. Notation employée pour l'atténuation des hydrogrammes.	292
10.4. Atténuation (Q_{out}/Q_{in}) en fonction de t_p et d	293
10.5. Modifications de l'hydrogramme à l'aval d'une surface imperméable selon le type de réglementation.	295
10.6. Effet de l'atténuation sur les réglementations de rejet.	299
A.1. ZOH : données disponibles au point B.	332
A.2. ZOH : données disponibles aux points A et C.	333
A.3. Gohards : données utilisées pour le calage.	334
B.1. Comparaison entre l'abaque 7 de l'IT 1977/284 et la méthode des pluies.	340
C.1. Définition de la longueur d'onde ν d'un hydrogramme (source : Kovacs (1988))	342
C.2. Schéma d'une perturbation sinusoïdale.	345
C.3. Formes normalisées des hydrogrammes utilisées en validation.	349
C.4. Meilleur ajustement du modèle multiplicatif (équ. C.5).	351
C.5. Meilleur ajustement du modèle additif (équ. C.6).	352
C.6. Meilleur ajustement du modèle de Ackers (équ. C.7).	352
C.7. Meilleur ajustement du modèle additif simplifié (équ. C.14).	354
C.8. Meilleur ajustement du modèle de Ackers simplifié (équ. C.15).	354
C.9. Validation du modèle de Ackers (équ. C.7).	355

Liste des tableaux

3.1. Recensement des réglementations de rejet en France.	85
3.2. Sources des documents consultés directement (dernière visite : août 2011).	86
4.1. Conditions pour l'infiltration des eaux pluviales (CERTU, 2003).	113
5.1. Modification des échelles des processus hydrologiques en milieu urbain.	133
8.1. Caractéristiques des bassins versants de la ZOH et des Gohards et données disponibles.	234
9.1. Résultats de la validation pour le bassin de la ZOH.	262
9.2. Résultats du calage et de la validation pour le bassin des Gohards.	263
10.1. Volumes spécifiques de stockage pour la mise en œuvre de réglementations de débit.	297
A.1. Pluies de projet utilisées pour le calcul de $Q_{T=10}$ et $Q_{T=20}$	331
A.2. ZOH, partie amont : paramètres de calage.	335
A.3. ZOH, partie aval : paramètres de calage.	335
A.4. Gohards : paramètres de calage.	336
C.1. Intervalles de variations pour les grandeurs définissant la conduite.	344
C.2. Coefficients de correction pour les hydrogrammes non-sinusoïdaux.	351
C.3. Variabilité des termes dans le modèle additif ($N = 10000, a_0 = -1.24$).	353
C.4. Résultats du calage : synthèse des modèles d'atténuation.	356
C.5. Résultats de la validation.	357

Liste des acronymes

AESN	Agence de l'eau Seine-Normandie
BDU	Base de données urbaines
BMP	Best management practice
CA	Communauté d'agglomération
CAD	Communauté d'agglomération du Douaisis
CEREVE	Centre d'enseignement et de recherche eau ville environnement (Evolution du CERGRENE)
CERGRENE	Centre d'enseignement et de recherches pour la gestion des res- sources naturelles et de l'environnement
CERTU	Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme
CETE	Centres d'études techniques de l'équipement
CG	Conseil Général
CN	Curve number
CS	Contrôle à la source
CU	Communauté urbaine
CUB	Communauté urbaine de Bordeaux
DC	Débits classés
DD	Développement durable
DDE	Direction départementale de l'équipement
DEA	Direction de l'eau et de l'assainissement (Seine-Saint-Denis)
DIREN	Direction régionale de l'environnement
DISE	Délégation interservices de l'eau
DO	Déversement d'orage
EPA	Environmental protection agency
ET	Evapotranspiration
GLUE	Generalized likelihood uncertainty estimation
GRAIE	Groupe de recherche Rhône-Alpes sur les infrastructures et l'eau
HQE	Haute qualité environnementale
ICUD	International conference on urban drainage

IFSTTAR	Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux
IGN	Institut géographique national
INSA	Institut national des sciences appliquées
LEESU	Laboratoire eau environnement systèmes urbains (Evolution du CEREVE)
LCPC	Laboratoire central des ponts et chaussées
LID	Low impact development
MISE	Mission interservices de l'eau
MNT	Modèle numérique de terrain
ONEVU	Observatoire nantais des environnements urbains
OPUR	Observatoire des polluants urbains à Paris
OSD	On-site detention
OTHU	Observatoire de terrain en hydrologie urbaine
PLU	Plan local d'urbanisme
RU	Récupération et utilisation des eaux de pluie
SAGE	Schéma d'aménagement et de gestion des eaux
SCM	Stormwater control measures
SDAGE	Schéma directeur d'aménagement et de gestion des eaux
SI	Syndicat intercommunal
SIAAP	Syndicat interdépartemental pour l'assainissement de l'agglomération parisienne
SIAVB	Syndicat intercommunal pour l'assainissement de la vallée de la Bièvre
SIVOA	Syndicat mixte de la vallée de l'Orge aval
SNS	Service de navigation de la Seine
STU	Service technique de l'urbanisme
SUDS	Sustainable urban drainage systems
SWMM	Stormwater management model
TA	Techniques alternatives
WSUD	Water sensitive urban design
ZAC	Zone d'aménagement concerté

Liste des notations

A, A_{tot}	m^2, ha	Surface totale d'un bassin versant
A_{imp}	m^2, ha	Surface imperméable d'un bassin versant
A, A_{eff}	m^2, ha	Surface efficace d'un bassin versant
EIA		Coefficient d'imperméabilisation efficace
TIA		Coefficient d'imperméabilisation
C		Coefficient de ruissellement
d, d_{pluie}	min	Durée d'une pluie
d_m	min	Durée de remplissage maximale d'un ouvrage de retenue
f_0		Indicateur, fréquence de l'écoulement à l'exutoire
h	m	Hauteur d'eau
h_{max}	m	Hauteur d'eau maximale dans un ouvrage de stockage
I	mm/h	Intensité de pluie
i^*	mm	Volume spécifique d'un ouvrage d'infiltration prescrit par une réglementation
L	m	Longueur du plus long parcours de l'eau dans un bassin versant
n	$m^{-1/3}s$	Coefficient de Manning
N		Critère de Nash
q^*	$l s^{-1} ha^{-1}$	Débit spécifique maximale sortant d'un ouvrage de retenue prescrit par une réglementation
Q	$m^3 s^{-1}, l s^{-1} ha^{-1}$	Débit ou débit spécifique
\bar{Q}	$m^3 s^{-1}, l s^{-1} ha^{-1}$	Débit ou débit spécifique moyen
\hat{Q}	$m^3 s^{-1}, l s^{-1} ha^{-1}$	Débit ou débit spécifique estimé
Q_{pic}	$m^3 s^{-1}, l s^{-1} ha^{-1}$	Débit de pointe d'un hydrogramme
$Q_{0,1\%}$	$m^3 s^{-1}, l s^{-1} ha^{-1}$	Indicateur, débit dépassé 0,1% du temps
$Q_{1\%}$	$m^3 s^{-1}, l s^{-1} ha^{-1}$	Indicateur, débit dépassé 1% du temps
$Q_{10\%}$	$m^3 s^{-1}, l s^{-1} ha^{-1}$	Indicateur, débit dépassé 10% du temps
$Q_{T=10}$	$m^3 s^{-1}, l s^{-1} ha^{-1}$	Indicateur, débit de pointe pour une pluie décennale
$Q_{T=20}$	$m^3 s^{-1}, l s^{-1} ha^{-1}$	Indicateur, débit de pointe pour à une pluie vingtennale
T	ans	Période de retour

t_c	min	Temps de concentration d'un bassin versant
t_{pic}	min	Temps de montée d'un hydrogramme
v^*	$\text{m}^3 \text{ha}^{-1}$, mm	Volume spécifique d'un ouvrage de retenue prescrit par une réglementation
V	m^3	Indicateur, volume annuel à l'exutoire
W	m	Largeur d'un bassin versant rectangulaire

Notations spécifiques au chapitre 10 et à l'annexe C

α		Coefficient de forme d'un hydrogramme
ΔV	m^3	Volume d'un hydrogramme
a_i, b_i		Paramètres d'ajustement
D	m	Diamètre d'une conduite
d	min	Durée d'un hydrogramme
F_f		Nombre de Froude à pleine section d'une conduite
l	m	Longueur d'une conduite
MSE		Erreur quadratique moyenne
Q_{in}	$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$, $\text{l s}^{-1} \text{ha}^{-1}$	Débit de pointe d'un hydrogramme entrant dans une conduite ou un réseau
Q_{out}	$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$, $\text{l s}^{-1} \text{ha}^{-1}$	Débit de pointe d'un hydrogramme sortant d'une conduite ou un réseau
Q_0	$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$	Débit de base dans une conduite
Q_f	$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$	Débit à pleine section d'une conduite
R^2		Coefficient de détermination
r_c		Coefficient d'autocorrélation d'ordre 1 des résidus
R_h	m	Rayon hydraulique d'une conduite
S	m^2	Section d'une conduite
s		Pente d'une conduite
t_p	min	Temps de parcours d'un hydrogramme dans une conduite ou un réseau
V_c	m^3	Volume d'une conduite
v_f	m/s	Vitesse à pleine section d'une conduite
X_i		Nombres adimensionnels utilisés comme facteurs explicatifs de l'atténuation

Introduction

Au cours des cinquante dernières années, la manière de penser et de faire la gestion des eaux pluviales en ville a beaucoup évolué. Avant les années soixante-dix, quasiment chaque surface nouvellement imperméabilisée était raccordée à un réseau d'assainissement, qui se chargeait d'évacuer rapidement les eaux de ruissellement. L'urbanisation rapide — densification et nouvelles constructions — a fait entrer cette stratégie en crise (Chatzis, 1997), et a porté au développement de nouvelles solutions. Comme pour d'autres réseaux, la centralisation opérée par les grandes infrastructures a cédé la place, au moins partiellement, à des ouvrages indépendants et distribués (Coutard, 2010). Aujourd'hui, un nombre croissant de collectivités, en France et dans d'autres pays, demandent aux particuliers qui contribuent à augmenter le ruissellement pluvial, de réaliser des *techniques alternatives* (TA). Ces ouvrages, placés à l'amont du réseau d'assainissement, sont censés réduire les quantités d'eau envoyées vers ce dernier, et compenser ainsi les effets considérés comme néfastes de l'urbanisation sur le cycle de l'eau.

Depuis leurs origines dans les années soixante, les TA sont passées d'un stade pionnier — rares et expérimentales — à la maturité. Des efforts de recherche importants ont été et sont consacrés à comprendre le fonctionnement des TA et à les perfectionner ; des nombreux manuels et guides ont été publiés (e.g. Deutsch et al., 1989; Azzout et al., 1994). Dans les premières collectivités qui les ont adoptées, le nombre et la capacité de rétention des TA deviennent très importants. En 2008, la Direction de l'Eau et de l'Assainissement de la Seine-Saint-Denis estimait que le volume des TA sur l'ensemble du territoire départemental était de l'ordre de 1 Mm^3 . Ce volume se rapproche rapidement de celui des grands bassins de stockage intégrés au réseau (1.3 Mm^3), qui avaient été pendant 30 ans un des piliers de la stratégie de gestion des eaux pluviales du Département.

En parallèle avec la diffusion des TA, une nouvelle expression commence à être employée, dans les milieux tant scientifiques que techniques : on parle de *contrôle à la source* des eaux pluviales urbaines (CS). L'usage de cette expression est ambigu : dans certains cas, il désigne le principe de fonctionnement des TA, qui est de contrôler les eaux pluviales au plus près d'où elles tombent, et avant l'acheminement vers le réseau ; par extension, il désigne parfois les TA elles-mêmes (e.g. « techniques de contrôle à la source »). Dans d'autres cas, « contrôle à la source » est employé pour désigner une stratégie d'assainissement : il définit, par là, une manière de penser et de faire la

gestion des eaux pluviales qui emploie des TA dispersées sur le bassin versant pour satisfaire à la protection des biens et des personnes, objectif premier assigné aux systèmes d'assainissement pluvial. L'objet de cette thèse est l'étude du contrôle à la source dans cette dernière acception, en tant que stratégie pour la gestion des eaux pluviales, et en contraste avec l'expression « techniques alternatives », qui ne désigne ici que les ouvrages individuels.

L'intérêt d'une telle étude résulte de la diffusion aujourd'hui croissante des TA : lorsqu'elles constituaient une technique pionnière, elles étaient des ouvrages isolés qui n'affectaient le ruissellement que sur des surfaces très petites par rapport à celle du bassin versant où elles se trouvaient. Leurs effets à l'échelle de ce dernier étaient, par conséquent, négligeables. Au contraire, lorsque la réalisation des TA devient *systématique*, et c'est le cas aujourd'hui dans un nombre croissant de collectivités, la manière dont elles modifient le comportement hydrologique des petites surfaces est susceptible d'influencer le comportement hydrologique global du bassin versant. Cette possibilité d'affecter le comportement des bassins par des ouvrages qui se développent au fur et à mesure de la croissance urbaine représente l'argument principal du contrôle à la source, car elle donne les moyens de compenser les effets de l'urbanisation. Cependant, elle constitue aussi un risque, car si la mise en œuvre du CS n'est pas suffisamment réfléchie, son application peut aggraver la situation au lieu de l'améliorer.

Face à ce risque, les connaissances hydrologiques permettant une mise en œuvre réfléchie du CS sont insuffisantes : malgré la connaissance assez approfondie des TA en tant qu'ouvrages individuels, leur fonctionnement d'ensemble, au sein d'une vision globale de l'assainissement pluvial, est méconnu. Lors d'un colloque organisé par l'Ecole des Ponts Paristech le 14 octobre 2010 pour le bicentenaire de la naissance d'Eugène Belgrand, un chargé de mission du SIAAP¹ expliquait, de façon emblématique, que le Syndicat demande aux collectivités qu'il dessert de mettre en œuvre des politiques de contrôle à la source, car sinon « on serait dans une course-poursuite sans fin, avec une réadaptation des objectifs tous les cinq ans » pour suivre la croissance urbaine. Pourtant, il admettait que le SIAAP n'est capable ni d'observer ni de prévoir les conséquences de la réalisation des TA sur le fonctionnement de son réseau. En d'autres termes, on suppose qu'il est nécessaire de développer le CS, mais on ne connaît pas ses effets macroscopiques.

Ce double constat de l'importance des effets des politiques de CS et de l'absence d'instruments permettant de les évaluer, est à l'origine de la question abordée par cette thèse : dans un contexte de diffusion croissante des TA, les politiques de contrôle à la source telles qu'elles sont élaborées aujourd'hui en France sont-elles pertinentes et efficaces d'un point de vue hydrologique, cohérentes et efficaces du point de vue des objectifs qui leur sont assignés par les collectivités locales ?

1. Syndicat Interdépartemental pour l'Assainissement de l'Agglomération Parisienne, en charge du transport des eaux usées et unitaires vers les stations d'épurations, et de leur traitement.

La question sollicite une approche multidisciplinaire car elle demande, d'une part d'étudier les conditions d'élaboration des politiques de CS, et d'autre part de se doter des moyens pour évaluer ces politiques du point de vue de l'hydrologie urbaine. Pour cette raison, la thèse se développe autour de trois axes principaux de recherche.

Le premier axe vise à reconstituer une vision globale du CS, de ses caractéristiques, de son histoire, de sa diffusion, des connaissances disponibles et des questions qu'il soulève. Il regroupe des démarches d'analyse de nature différente, principalement bibliographiques, unifiées par l'objet — le contrôle à la source — et par le propos de dresser un état des lieux de cette stratégie d'assainissement en France et, de façon moins exhaustive, à l'étranger. Il nous permettra ainsi de parvenir à une définition plus complète du CS et de ses rapports avec les TA, avec les réseaux d'assainissement, et avec les instruments à disposition des collectivités pour l'intégrer dans leurs politiques locales. Ces premières analyses permettront de saisir la popularité croissante du contrôle à la source auprès des collectivités et des autres institutions impliquées dans l'assainissement, dont témoigne le nombre croissant de traductions de cette stratégie générale dans les politiques locales.

En particulier, un instrument clé de ces politiques connaît un essor important : les *réglementations de rejet*. Ces normes imposent, lors de chaque nouvelle urbanisation, la réalisation de techniques alternatives². L'importance de ces réglementations en fait un élément privilégié pour l'étude des politiques de CS.

Un cadre, non exhaustif, des réglementations de rejet en région parisienne est présenté dans la figure 1. La carte nous permet d'anticiper deux observations à propos des réglementations : la première est que, à un même endroit, des réglementations imposant des contraintes différentes, en termes de débit de fuite ou de volumes réglementaires, peuvent se superposer. La seconde observation est que, sur des territoires proches, le type (volume ou débit) et la valeur des contraintes imposées peuvent varier de façon significative. Ces hétérogénéités dans les réglementations semblent indiquer que, dans le processus de traduction du CS dans les politiques locales, plusieurs logiques différentes sont à l'œuvre.

L'explicitation de ces logiques constitue l'objet principal du deuxième axe de recherche : l'analyse des pratiques de réglementation. Le propos est d'approfondir la compréhension de la diffusion des politiques de CS, en mettant l'accent sur la manière dont le CS en tant que stratégie générale est traduit dans des politiques locales au sein des collectivités. Nous étudierons, sur un échantillon de collectivités, les *rationalités* sous-jacentes aux politiques de CS, qui guident le choix des réglementations de rejet.

Pour traiter la multiplicité des rationalités en jeu, leur variabilité d'une collectivité

2. Ces réglementations définissent, en général, soit un débit de fuite maximal qui peut être admis dans le réseau à l'aval des nouvelles urbanisations (par la suite : débit de fuite, ou débit réglementaire), soit un volume d'eau qui doit être retenu et géré sur place (volume réglementaire).

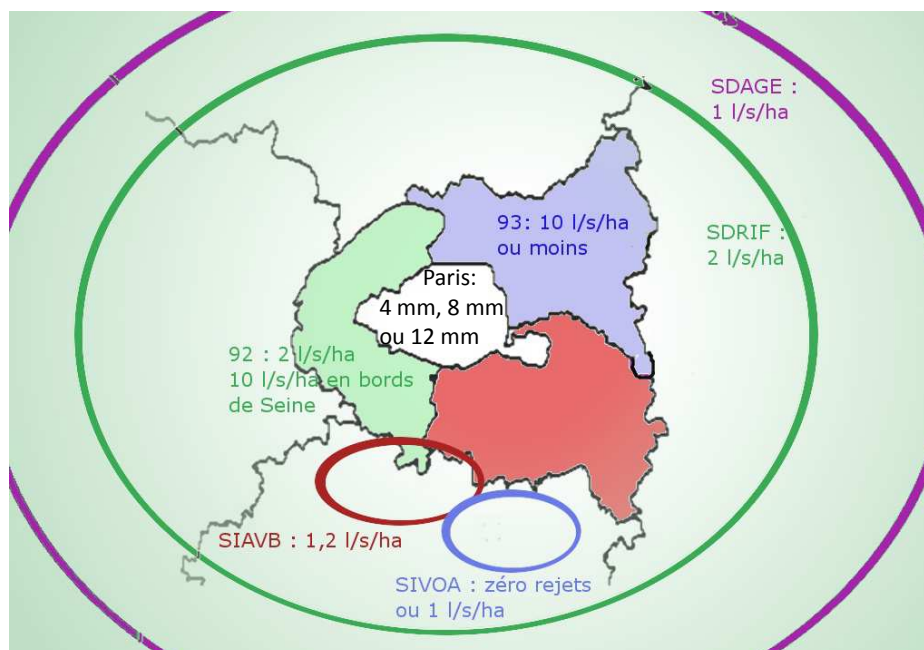


FIGURE 1.: Exemples de réglementations de rejet en région parisienne.

à l'autre, leurs évolutions dans le temps, nous les regrouperons autour de deux approches différentes et complémentaires du CS, qui émergent dans l'élaboration des politiques : une *approche technique*, qui inscrit le CS dans le cadre de l'assainissement spécifique au territoire considéré, sur la base de raisonnements le plus possible quantitatifs, et une *approche politique*, qui définit les objectifs assignés localement au CS et l'intègre au sein d'autres politiques locales et en particulier des politiques dites de développement durable. Pour compléter cette grille d'analyse, permettant d'évaluer la cohérence interne des politiques, nous allons définir une troisième approche du CS, non plus locale mais globale : l'*approche scientifique*. Cette dernière approche traduit la vision hydrologique du CS, en tant que stratégie générale de gestion des eaux pluviales, et constitue la référence nous permettant au final d'évaluer la pertinence des raisonnements propres aux approches technique et politique.

La définition de l'approche scientifique, qui repose non pas sur l'enquête auprès des collectivités locales, mais sur l'analyse de la production scientifique à propos du CS, soulève une question méthodologique importante pour la modélisation hydrologique. En effet, nous allons voir que le passage du réseau au CS ne correspond pas seulement à un changement de stratégie d'assainissement, mais aussi à un élargissement du regard qui est porté sur les interactions entre la ville et son environnement. La question qui se pose est donc de comprendre si et comment les modèles qui ont été développés dans

le cadre d'un assainissement par réseau peuvent être employés dans le cadre d'une vision plus large.

La modélisation hydrologique des politiques de CS est l'objet du troisième axe de recherche. Si son propos premier reste l'évaluation de la pertinence hydrologique des politiques de CS actuellement appliquées, cet axe développe également une réflexion méthodologique plus générale sur les choix de modélisation les plus adaptés pour évaluer *a priori* le contrôle à la source, en vue du développement de nouvelles politiques.

Deux éléments de cette réflexion ont déjà été évoqués. Le premier est la question des échelles : le principe du CS est de faire une gestion des eaux pluviales à l'échelle de la ville en recourant à une multiplicité d'ouvrages (les TA) distribués à l'échelle des parcelles, les modèles doivent alors être capables de relier ces deux échelles. Nous discuterons des stratégies mises en œuvre par les différents types de modèle (distribués ou globaux ; physiques, empiriques ou conceptuels), et de leur adaptation au CS. Le deuxième élément est celui des variables hydrologiques à prendre en compte : si le CS correspond à un changement dans le regard porté sur l'assainissement, il est nécessaire de remettre en discussion les indicateurs pertinents pour évaluer ses performances. En ce sens, nous allons développer un cadre d'évaluation centré sur l'analyse des débits, que nous allons appliquer dans l'évaluation des politiques. Un troisième élément, plus concret, ressortira de l'analyse des pratiques : pour que les modèles soient applicables par le plus grand nombre de collectivités, leur usage ne doit pas exiger une excessive quantité de ressources.

L'ensemble de ces considérations va nous porter, dans notre application aux politiques de CS, à développer deux choix de modélisation différents. D'une part, nous allons expérimenter l'adaptation d'un modèle classique de l'hydrologie urbaine à l'étude des réglementations de rejet. D'autre part, nous allons proposer un exemple d'une démarche originale de développement de modèles, demandant peu de ressources, finalisés au développement des politiques de CS.

Structure du document

La thèse est structurée en trois parties, suivant de près la répartition en trois axes que nous avons présentée : la partie I regroupe l'ensemble des analyses qui constituent le premier axe, et donc la reconstitution d'une vision d'ensemble du CS. A cela s'ajoutent les analyses préliminaires qui constituent le point de départ conceptuel des deux autres axes : la définition de l'approche scientifique du CS, qui va être employée dans l'analyse des pratiques de réglementation ; la définition des indicateurs pertinents pour évaluer les politiques de CS et la réflexion sur les échelles en hydrologie urbaine, qui vont alimenter la modélisation hydrologique. Les deux autres parties, au contraire, présentent chacune le développement d'un des axes de recherche : la partie II l'analyse des pratiques de réglementation, la partie III la modélisation hydrologique.

Première partie .

Urbanisation, cycle de l'eau,
contrôle à la source et
réglementation

Introduction de la première partie

La définition du contrôle à la source (CS) n'est pas univoque. Notre définition *stricto sensu* du CS comme stratégie d'assainissement pluvial, délimite le contour de l'objet de recherche, et permet d'éliminer l'ambiguïté avec les techniques alternatives (TA). Mais pour que la définition soit opérationnelle, et qu'une analyse de cette stratégie avec des instruments pertinents puisse être mise en œuvre, plusieurs éléments doivent être clarifiés. L'objectif de cette première partie de la thèse est de parvenir à une vision d'ensemble du CS, permettant de comprendre sa logique de fond, son évolution et sa diffusion actuelle, et de le questionner.

La finalité de cette partie est double. D'une part, elle rassemble les éléments de contexte et les analyses préliminaires qui permettent d'orienter correctement le travail d'analyse des instruments de politique publique et d'évaluation hydrologique des parties II et III. Les hypothèses formulées, les méthodes choisies et l'interprétation des résultats dans ces dernières feront toujours référence au cadre que nous allons définir ici. D'autre part, la partie I a une fonction autonome : elle dresse un bilan hydrologique, historique et réglementaire du CS en France aujourd'hui, en comparaison avec d'autres pays.

Pour aborder les différentes facettes du CS, les chapitres qui constituent cette partie suivent des orientations et des méthodes différentes. Les fils conducteurs qui permettent d'en retrouver la cohérence sont la pluralité des approches possibles du CS (scientifique, politique et technique) et le besoin d'explicitier les rapports qui lient le CS aux réglementations de rejet et aux TA.

Le chapitre 1 décrit les effets de l'urbanisation sur le cycle de l'eau, et met en avant l'évolution de la connaissance scientifique relative à ces effets. Il explique les bases physiques du CS, et en même temps commence à caractériser l'approche scientifique du CS que nous avons introduite. Il montre en quoi, par rapport aux réseaux d'assainissement, le contrôle à la source est une stratégie innovante, non seulement en termes de moyens déployés, mais aussi en termes de vision du rapport entre ville et environnement, et d'objectifs assignés à l'assainissement.

Les chapitres 2 et 3, au contraire, mettent de côté le point de vue scientifique pour se concentrer sur la pratique de l'assainissement. Le premier insère le CS dans l'histoire socio-technique de l'assainissement des dernières décennies : les raisons du

développement et de la diffusion du CS sont alors analysées. Nous présentons aussi, dans ce chapitre, une section qui retrace l'évolution de la terminologie liée au CS, en France et à l'étranger. Le but de cette analyse est de montrer comment le concept de CS a subi des modifications et des interprétations différentes au cours du temps. Le chapitre 3 se focalise sur la diffusion actuelle du CS en France, et présente un recensement des réglementations de rejet actuellement en vigueur, élément-clé de la mise en œuvre du CS au niveau local. Deux points fondamentaux émergent alors, qui sont détaillés dans les chapitres suivants : d'une part le problème du *choix des réglementations*, d'autre part l'interaction entre la rationalité scientifique, générale, et les rationalités locales, technique et politique.

Dans le chapitre 4 nous approfondissons la réflexion sur les réglementations de rejet. Nous reprenons le point de vue de l'hydrologie urbaine, en présentant une revue bibliographique des recherches qui ont essayé de relier ces réglementations à leurs effets hydrologiques.

Le chapitre 5 conclut la partie en abordant la question du rapport entre CS et TA, et les interactions d'échelles qu'elle implique. Il traite tout d'abord les échelles spatiales propres de l'hydrologie urbaine, en analysant comment la notion de bassin versant est intégrée dans le développement urbain et des réseaux d'assainissement. Ensuite, le chapitre analyse les échelles (spatio-temporelles) significatives pour l'étude des processus hydrologiques impliqués dans le CS : la question est celle de l'enchaînement entre la petite échelle (celle de la parcelle, de la TA) et la grande échelle (celle de la ville, du bassin versant urbain, du CS). Enfin, le chapitre met en rapport la question des échelles pertinentes pour étudier le CS et les modèles hydrologiques, qui représentent d'une part un outil pour relier les différentes échelles, d'autre part l'instrument fondamental pour faciliter un choix pertinent des réglementations.

Chapitre 1.

Les effets de l’urbanisation sur le cycle de l’eau

“And it made me think how all the water in the world was connected, and this water had evaporated from the oceans somewhere in the middle of the Gulf of Mexico or Baffin Bay, and now it was falling in front of the house and it would drain away into the gutters and flow to a sewage station where it would be cleaned and then it would go into a river and go back into the ocean again. And in the evening on Monday my father got a phone call from a lady whose cellar had flooded and he had to go out and fix it in an emergency.”

— Mark Haddon, *The curious incident of the dog in the night-time*, 2003

Depuis ses origines, un des aspects fondateurs du contrôle à la source (CS) a été l’idée de compenser les effets de l’urbanisation sur le cycle de l’eau. Ce premier chapitre retrace brièvement les étapes principales dans la connaissance et dans la compréhension de ces effets. Cet historique constitue un point de départ pour comprendre, en général, l’évolution de l’assainissement pendant les dernières décennies et, en particulier, le rôle du CS dans cette évolution. En outre, elle nous permettra de définir dans ses grandes lignes les critères et l’approche que nous allons suivre dans notre analyse du CS.

L’un des effets les plus visibles de l’urbanisation sur le cycle de l’eau est l’augmentation du ruissellement. Dans les années cinquante et soixante, parallèlement à une croissance sans précédent des zones urbaines, l’impact de l’urbanisation sur le ruissellement devient objet d’analyse pour les hydrologues, et on peut situer à cette époque la naissance de l’hydrologie urbaine scientifique (Chocat et al., 1997, p. 525).

L’imperméabilisation était indiquée comme la cause et comme la variable explicative de l’impact de la ville sur le régime des eaux. Leopold (1968), en faisant le

point sur un ensemble d'études menées depuis 1954, expliquait que la réduction de l'infiltration naturelle due à l'imperméabilisation justifiait l'augmentation du volume de ruissellement, et que de là découlait l'augmentation des débits de pointe à l'exutoire du bassin versant urbanisé. Les autres phénomènes observés étaient l'érosion des berges causée par les débits accrus, et la dégradation de la qualité de l'eau. Les eaux usées peu ou pas traitées étaient identifiées comme la source primaire de polluants, mais l'apport d'hydrocarbures et de sédiments par le ruissellement était aussi évoqué. Par ailleurs, moins d'infiltration portait logiquement à une réduction de l'alimentation de la nappe et des débits d'étiage dans les cours d'eau. Dans ce même texte, l'usage de réservoirs à l'amont des bassins versants était proposé pour « réduire les débits de pointe, et compenser [leur] augmentation causée par l'urbanisation ». L'approche s'inspirait des ouvrages utilisés le long des rivières, pour réduire les crues. La liste des ouvrages de stockage qui étaient proposés, certains même à une très petite échelle, recoupe beaucoup des techniques alternatives (TA) qui sont aujourd'hui utilisées.

En ce qui concerne le ruissellement et les débits de pointe, peu d'éléments ont changé dans les conceptions de l'hydrologie urbaine par rapport à ce cadre. C'est davantage l'explication du processus de ruissellement, ainsi que la compréhension de l'ampleur des effets de l'urbanisation sur le cycle de l'eau qui ont évolué ces dernières décennies. Au niveau des causes avancées, la prise en compte de l'imperméabilisation *totale* est remise en cause et émerge la notion d'imperméabilisation *effective* des surfaces reliées au réseau d'assainissement. Du point de vue de la qualité, de nombreuses études ont été menées sur la caractérisation des sources urbaines des polluants diffus. Au niveau des conséquences observées, la compréhension des interrelations entre ville, hydrosphère et biosphère a beaucoup avancé, montrant que les modifications, en termes de quantité et de qualité des rejets urbains par temps de pluie ont des impacts sur l'environnement qui peuvent être très variés et très complexes. En termes de solutions proposées, le stockage des eaux a évolué vers des solutions de plus en plus élaborées, dont les TA.

Cette extension vers l'amont (les causes) et vers l'aval (les conséquences, le milieu récepteur), témoigne du développement d'une vision systémique de la ville et du cycle de l'eau. Nous verrons que cette évolution de la vision scientifique (mais pas seulement) de la ville en général et de l'assainissement pluvial en particulier, est fondamentale pour la compréhension du CS.

Dans ce chapitre nous allons présenter les impacts de l'urbanisation sur le ruissellement (section 1.1) et détailler brièvement les évolutions dans l'étude et la compréhension des impacts plus généraux sur le cycle de l'eau et l'environnement (sections 1.2 et 1.3). Cet aperçu très rapide nous permettra de poser les bases pour toutes les discussions et analyses successives à propos du CS, en permettant de saisir les enjeux du problème. Il nous donnera aussi les premiers éléments pour comprendre la portée explicative de ce travail. En effet, la complexité des impacts qui émerge

des recherches présentées dans ce chapitre nous portera à reconnaître la nécessité d'une vision de l'assainissement pluvial la plus large possible, et non limitée au ruissellement (section 1.4). Cependant, nous allons montrer l'intérêt d'une approche par le ruissellement « étendue » pour analyser, par la suite, les réglementations de CS (section 1.5).

1.1. L'impact sur le ruissellement

L'urbanisation conduit à une augmentation des volumes de ruissellement (figure 1.1). En même temps, ce ruissellement est accéléré par une plus grande efficacité dans le transport. Cette efficacité est due à la réduction des frottements sur les surfaces urbaines et dans le réseau d'assainissement (dont la rugosité est moindre, en général, que celle des surfaces et réseaux hydrographiques naturels). A cela s'ajoute la densification des réseaux d'assainissement et l'artificialisation des cours d'eau urbains, souvent rectifiés, élargis, endigués, qui portent à une efficacité de transport accrue. En considérant les débits à l'exutoire, les conséquences de l'augmentation de volume et de l'accélération peuvent être observées tant à l'échelle de l'événement pluvial qu'à celle d'une période plus longue.

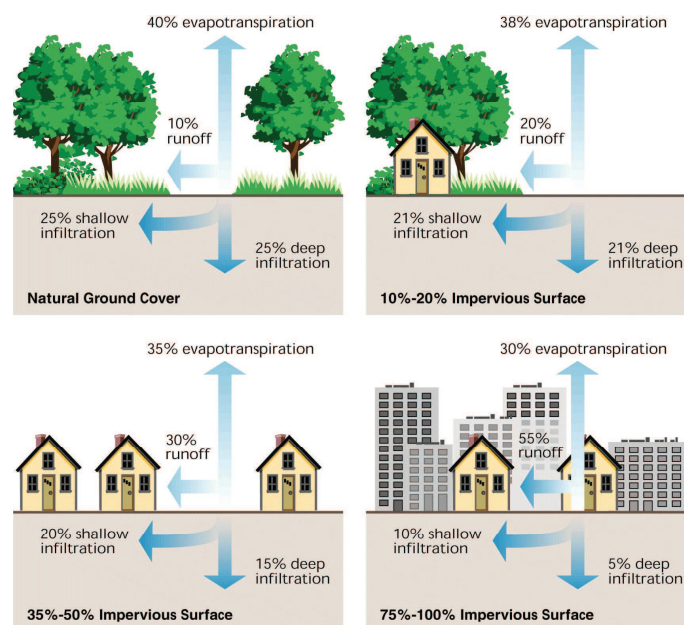


FIGURE 1.1.: Schéma du rapport entre imperméabilisation et ruissellement. Source : FISRWG (1998).

Au niveau de l'événement pluvial l'urbanisation produit des modifications des hydrogrammes, schématisées en figure 1.2. Comme décrit par Leopold (1968), l'augmentation du volume de ruissellement V entraîne une augmentation du débit de pointe Q_{pic} ; l'accélération de l'écoulement se manifeste par une diminution du temps t_{pic} . L'augmentation de Q_{pic} a toujours été le phénomène sur lequel se sont concentrés les concepteurs de réseaux d'assainissement, car il s'agit du facteur principal dans le dimensionnement. Dans l'assainissement traditionnel, la clé de voute du dimensionnement des réseaux est le débit de pointe : pour un temps de retour donné (e.g. 10 ans), on calcule l'événement pluvial de référence et, par le biais de la méthode rationnelle ou d'autres, le débit de pointe correspondant. Le débit capable du réseau, qui en permet le dimensionnement, est ainsi fixé. Toutes les formes classiques de la méthode rationnelle, de celle de Mulvaney de 1851 à celle de Caquot de 1941, servent à calculer le débit de pointe pour un bassin versant et une pluie donnés (Chocat et al., 1997, p. 830).

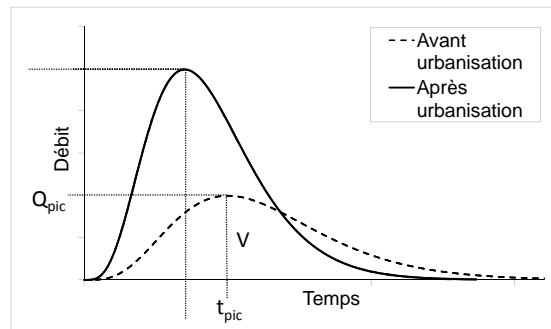


FIGURE 1.2.: Exemple de modification d'un hydrogramme à cause de l'urbanisation du bassin versant.

Si, au lieu de considérer un événement isolé, on prend en compte une période de temps regroupant plusieurs événements pluvieux, on peut observer les effets de l'urbanisation sur une échelle de temps plus grande. Une façon de représenter cela est d'établir une courbe des fréquences de dépassement de débit, ou courbe des débits classés (DC, en anglais *flow duration curves*, Vogel et Fennessey (1994)), comme celle représentée en figure 1.3. Pour la tracer on ordonne par débit décroissant l'ensemble des enregistrements réalisés, et on les rapporte au nombre d'enregistrements. Cette courbe représente la fréquence de dépassement de chaque valeur de débit pendant la période considérée. Ce genre de courbes, répandu en hydrologie (Vogel et Fennessey, 1995), a été utilisé par plusieurs chercheurs étudiant l'effet de l'urbanisation sur l'érosion des cours d'eau aval, ou même l'effet de TA installées dans un bassin versant (Fennessey et al., 2001; Konrad et Burges, 2001; Roesner et Bledsoe, 2002; Rohrer et al., 2006;

Pomeroy et Roesner, 2007). Sur la figure 1.3 on peut lire :

- l'augmentation du débit de pointe : le plus haut débit observé pendant la période correspond à l'intersection entre la courbe et l'axe des ordonnées ;
- l'augmentation de la fréquence de ruissellement superficiel : la fraction de temps pendant laquelle le bassin versant produit un ruissellement sur la période d'observation correspond à l'intersection entre la courbe et l'axe des abscisses.

De façon plus générale, cette courbe représente le régime hydrologique d'un bassin versant : suivant la longueur de la période choisie, elle montre aussi bien les comportements « exceptionnels » (faibles fréquences) que les comportements courants (hautes fréquences) du bassin versant. En outre, la surface comprise entre la courbe et les axes est proportionnelle au volume de ruissellement total.

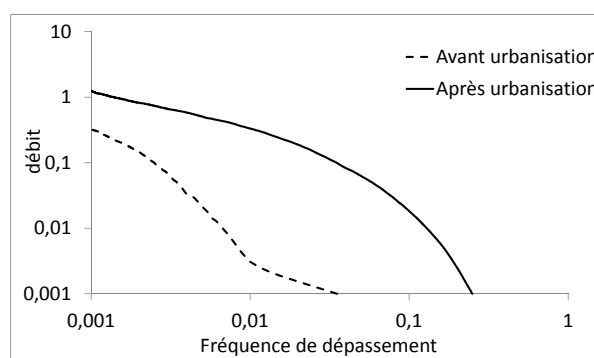


FIGURE 1.3.: Modification de la courbe des débits classés (DC) à cause de l'urbanisation du bassin versant. Exemple construit sur un cas fictif, avec des données au pas de temps 5 minutes.

Or, ce type de représentation montre aussi clairement que le changement des fréquences varie suivant les niveaux de débits : dans l'exemple, les débits inférieurs à 0.1 ont une augmentation de fréquence bien plus importante que ceux supérieurs. La figure 1.4, analogue à l'exemple présenté, montre ce même effet différencié pour les débits forts et faibles (Fennessey et al., 2001). En général, l'urbanisation a un effet très important sur les faibles débits, et moins important sur les débits très forts et exceptionnels. La raison est que pour les pluies courantes et de faible intensité, un bassin versant naturel produit peu ou pas de ruissellement grâce aux phénomènes d'interception, d'infiltration, d'évapotranspiration. Les zones urbaines, au contraire, produisent un ruissellement sensible même pour des très petites pluies. Au contraire, pour de fortes pluies (période de retour $T \geq 10$ ans), le comportement d'un bassin naturel n'est pas très différent de celui d'un bassin urbain, car les mécanismes évoqués atteignent un niveau de saturation (Chocat et al., 1997, p. 27).

L'intérêt des courbes DC est de montrer que les conséquences de l'urbanisation ne sont pas exclusivement les débordements de réseau, mais aussi d'autres effets qui ne dépendent pas forcément des débits les plus élevés. Comme nous allons le voir dans la conclusion de ce chapitre (section 1.5), l'analyse des courbes DC permet d'élargir les informations que l'on peut obtenir de l'étude des débits.

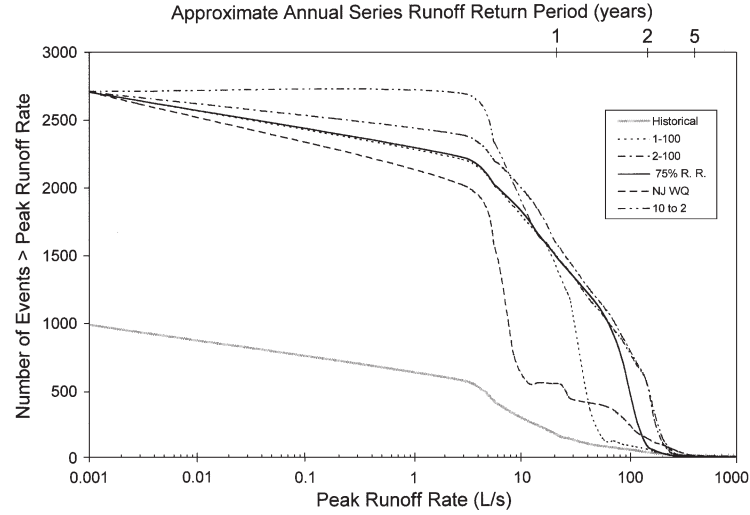


FIGURE 1.4.: Comparaison de courbes DC pour différentes réglementations. Source : Fennessey et al. (2001).

Pour résumer, les effets de l'urbanisation sur le ruissellement sont :

- une augmentation du volume V de ruissellement ;
- une augmentation du débit de pointe Q_{pic} à l'échelle de l'événement ;
- une diminution du temps de montée de l'hydrogramme t_{pic} ;
- une augmentation différenciée des fréquences (ou durées) de dépassement des débits.

1.2. L'imperméabilisation

L'imperméabilisation totale (TIA¹) a longtemps été — et reste souvent aujourd'hui — le paramètre clé pour quantifier l'urbanisation d'un bassin versant (Leopold, 1968; Schueler et al., 2009). Le point fort de cette grandeur synthétique est sa simplicité relative, tant dans la mesure, à partir de cartes ou d'orthophotos, que dans la possibilité de réglementation de la planification urbaine (Brabec et al., 2002).

1. Acronyme anglais pour *Total Impervious Area*. Elle représente le rapport entre surface imperméable et surface totale d'un bassin versant : $TIA = \frac{A_{imp}}{A_{tot}}$

De nombreuses études ont essayé de trouver un lien entre la TIA et les impacts de l'urbanisation sur les paramètres hydrologiques ou écologiques du milieu récepteur (voir les états des lieux dressés par Schueler (1994) et Brabec et al. (2002)). Dans certain cas, cette recherche a donné des résultats assez probants et leurs auteurs ont même essayé d'identifier des « seuils critiques » d'imperméabilisation au delà desquels ces impacts deviennent sensibles. Cependant, dans de nombreux cas, ces études ont montré que la relation entre la TIA seule et ces impacts est faible (Hatt et al., 2004), la TIA n'est qu'une des conséquences de l'urbanisation. Ainsi, Booth et al. (2004) trouvent, sur la base de l'analyse d'un indicateur d'état écologique sur 45 bassins versants dans la région de Seattle (USA), que la TIA ne permet que de fournir une indication sur la limite supérieure de la valeur de l'indicateur (figure 1.5).

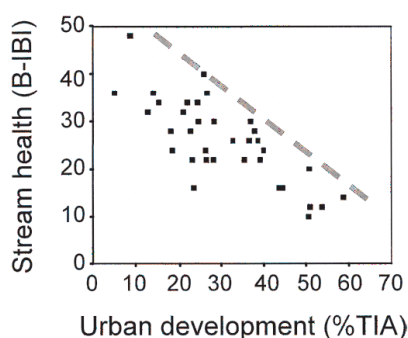


FIGURE 1.5.: Relation entre TIA et un indicateur d'état écologique (*Benthic index of biological integrity*, B-IBI). Source : Booth et al. (2004).

En réaction à cette faible capacité d'explication de la TIA, de nombreux chercheurs ont utilisé un indicateur plus détaillé : l'imperméabilisation *efficace*, ou EIA². Cette grandeur est, en général, définie comme la surface imperméable du bassin versant directement reliée au réseau d'assainissement, et donc à l'exutoire. Tandis que toute (ou presque toute) l'eau ruisselant sur la EIA rejoindra l'exutoire, la TIA inclut des surfaces dont les eaux ruisselantes s'écouleront sur des sols perméables. Par conséquent, l'apport de la TIA est en partie infiltré suivant le type de sol, la pente, les caractéristiques de la couverture du sol (Brabec et al., 2002).

Remplacer la TIA par l'EIA comme facteur explicatif des effets de l'urbanisation sur le milieu récepteur a deux implications principales.

La première est l'attribution d'une nouvelle importance au réseau d'assainissement : la structure du réseau, et en particulier sa densité, conditionne significativement l'effet du développement urbain sur l'environnement. Un réseau dense, qui dessert

2. *Effective Impervious Area* représente le rapport entre la surface imperméable connectée au réseau (surface efficace) et la surface totale du bassin : $EIA = \frac{A_{eff}}{A_{tot}}$. L'expression *Directly Connected Impervious Area* (DCIA) est aussi fréquente.

toutes les maisons d'un quartier, peut produire une EIA plus grande — à parité de TIA — qu'un réseau recevant les eaux de ruissellement en un point situé plus à l'aval. A cette efficacité « volumique » du réseau (i.e. sa capacité à ramener vers l'aval les plus grands volumes d'eau possibles), s'ajoute l'efficacité « dynamique » qui dépend de la vitesse accrue des écoulements en réseau par rapport aux écoulements sur des surfaces naturelles. Ces deux aspects du comportement du réseau d'assainissement portent plusieurs auteurs à souligner le rôle déterminant du réseau dans les impacts de la ville sur son environnement (Hatt et al., 2004; Meierdiercks et al., 2010a; Chocat et al., 1997, p.28).

La seconde implication concerne les échelles des phénomènes (Petrucci et Tassin, 2011) : tandis que la TIA est une grandeur globale relative au bassin versant, l'*efficacité* d'une surface (un toit, un tronçon de voirie, etc.) est définie par sa connexion au réseau d'assainissement. Or, la connexion n'est pas une caractéristique globale du bassin versant, mais elle dépend des propriétés locales de chaque surface et du réseau, et c'est donc à l'échelle locale qu'elle doit être mesurée (Lee, 2003; Ravagnani et al., 2009). Passer de la TIA à l'EIA comme variable descriptive de l'urbanisation signifie, donc, abandonner une vision globale du bassin versant pour privilégier une vision spatialisée, à une échelle plus petite. Ce passage d'une description globale vers une description détaillée du bassin versant reflète une tendance répandue en hydrologie urbaine que nous discuterons, en particulier à propos des modèles, dans le chapitre 5 de cette partie et dans la partie III.

Du point de vue du CS, l'introduction du concept de « connexion » d'une surface au réseau conduit à une *stratégie de déconnexion*³ : au lieu de gérer le ruissellement d'une surface imperméable par du stockage, permettant d'écarter le débit de pointe, on peut déconnecter cette surface du réseau d'assainissement en acheminant les eaux pluviales vers des surfaces perméables. En ce sens, le CS essaye de réduire l'impact des surfaces imperméabilisées sur le ruissellement dans une perspective plus large : on n'agit pas sur le « symptôme » Q_{pic} mais sur la « cause » V . Sur une courbe TIA-impact comme celle de la figure 1.5, si on limite l'EIA par rapport à la TIA, on cherche à déplacer la limite supérieure vers le haut (figure 1.6).

1.3. Une vision plus large : le *water balance*

Historiquement, comme on l'a vu pour Leopold (1968), l'observation d'une augmentation du ruissellement était couplée à l'observation d'une baisse des niveaux des nappes et des débits d'étiage : le volume supplémentaire qui se trouvait en

3. Les premières références que nous avons pu trouver à une telle stratégie datent de la première moitié des années quatre-vingt-dix (Stephenson, 1994), mais c'est autour des années deux mille qu'elle se généralise (Welker et al., 1999; Liaw et al., 2000), en association au concept de *Low Impact Development* (LID, voir section 2.5).

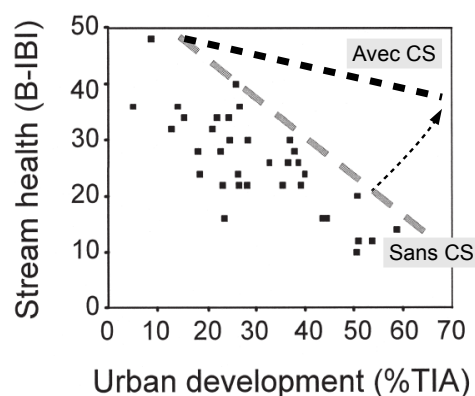


FIGURE 1.6.: Effet de la déconnexion des surfaces imperméables sur les relations TIA-impact. A partir de Booth et al. (2004).

surface était soustrait aux nappes, d'où la focalisation sur l'imperméabilisation et l'infiltration. Ceci est, aujourd'hui encore, le mécanisme explicatif dominant pour le surplus de ruissellement. Même en étudiant ce ruissellement sur une longue période et pas seulement au niveau d'un événement pluvieux isolé, en effet, on ne peut approfondir la compréhension des causes des modifications observées. Or, une vision plus large du cycle de l'eau urbain, reposant sur le concept du bilan hydrique de la ville (*urban water balance* ou, par la suite, simplement *water balance*), ainsi que l'étude des interactions ville-atmosphère (i.e. le phénomène de l'îlot de chaleur), portent à reconsidérer l'importance des différentes composantes du cycle de l'eau, et en particulier le poids de l'évapotranspiration (ET).

Le concept de *water balance* est simple : il s'agit d'appliquer le principe de conservation de la masse pour étudier le mouvement de l'eau dans les différents compartiments du cycle hydrologique, pour une certaine région et une certaine période de temps (McPherson, 1973; Mitchell et al., 2003). Cela permet d'avoir une vision d'ensemble des flux entre les compartiments et de leur importance relative. Dans le cas de l'urbanisation, ou plus généralement des évolutions des bassins versants, cela permet de comprendre les conséquences de ces changements sur le cycle de l'eau (McPherson, 1973). La difficulté de ce type d'études réside dans la mesure des différents termes du bilan.

Aujourd'hui, des études sur le bilan hydrique urbain ont montré que l'ET peut représenter une partie significative des pertes au ruissellement (Endreny, 2005). Le bilan effectué sur la ville allemande de Leipzig, par exemple, montre (i) que l'ET annuelle est au moins du même ordre de grandeur que l'infiltration et (ii) que l'urbanisation de la période 1940-2003 a affecté plus l'ET que l'infiltration (Haase et Nuissl, 2007). La liaison entre urbanisation et ET dépend de la couverture imperméable, car les flux

d'eau échangés entre sol naturel et atmosphère sont beaucoup plus importants que pour un sol imperméable. Cependant, les recherches sur ces échanges (e.g. Yuan et Bauer, 2007) font apparaître la couverture végétale du bassin versant comme le facteur clé de l'ET, au moins pour une partie de l'année.

Si on reprend les différentes étapes de la compréhension du cycle de l'eau urbain que nous avons illustrées, nous pouvons les relire suivant l'échelle temporelle des phénomènes qui étaient observés : initialement, la préoccupation des hydrologues était liée aux débits de pointe, un phénomène dont l'échelle de temps est de quelques dizaines de minutes. Ensuite, l'accent a été posé sur l'infiltration : après une pluie, le temps nécessaire au sol pour revenir à son état initial peut être de l'ordre de quelques jours, échelle de temps largement supérieure à celle du débit de pointe. Plus récemment, on se pose des questions sur l'importance de l'ET dans le bilan hydrique, phénomène très dépendant des saisons, et dont la périodicité est donc annuelle.

L'implication pour le CS est que, si la déconnexion des surfaces imperméables et les TA infiltrantes permettent de mieux imiter le cycle de l'eau naturel, cette imitation reste toujours partielle si on ne prend pas en compte la couverture végétale du bassin versant. Favoriser l'infiltration est une évolution des stratégies de CS par rapport au stockage pour limiter les débits de pointe, mais certains auteurs proposent déjà une approche liée au *water balance* (Walsh et al., 2005a) : pour la réaliser il faudra regarder l'ET et la végétalisation des bassins versants. A titre d'exemple, Wang et al. (2008) montrent qu'une urbanisation couplée à la plantation d'arbres permet de réduire le ruissellement (tant en volume annuel qu'en débit de pointe) par rapport à un sol nu : une augmentation de l'interception et de l'ET peut compenser la réduction de l'infiltration sur un bassin versant.

1.4. La liaison avec le milieu récepteur

Dans cette thèse, nous n'analysons pas les aspects « qualité » des eaux de ruissellement. Mais il est important de souligner ici les progrès dans la compréhension des interactions entre pluie, ville et milieu récepteur qui contribuent à l'évolution du CS.

Depuis le début des années soixante-dix, la sensibilité accrue vis-à-vis des effets négatifs des activités anthropiques sur l'environnement a amené, dans plusieurs pays, au développement de programmes de recherche sur la qualité des eaux pluviales, et sur l'origine et les flux de polluants dans les eaux de ruissellement urbain (section 2.2). Parallèlement à cette caractérisation des sources, une caractérisation des impacts se met en place. Le travail de synthèse de Walsh et al. (2005b) fait le point sur la dégradation, principalement écologique, des cours d'eau due à l'urbanisation, sous la forme d'une représentation systémique (figure 1.7). Dans notre analyse, il est

important de remarquer la complexité des interactions établies entre bassin versant, réseau d'assainissement et cours d'eau. Si, d'un côté, cela permet d'apprécier l'évolution des connaissances depuis les travaux de Leopold (1968), cela met aussi en évidence la difficulté d'intervenir efficacement sur le système, sauf en minimisant les pressions anthropiques.

Cette difficulté d'intervention dépend de deux facteurs. Le premier est que, bien que toutes ces interactions aient été observées, leur quantification est très incertaine (voir les relations entre TIA, EIA et impacts discutées dans la section précédente, ainsi que Chocat et al. (1997, p. 256-258) et Walsh et al. (2005b)) et, par conséquent, très incertaine est aussi la prévision des effets d'une mesure d'amélioration. Le second facteur est que, même si toutes ces interactions étaient connues dans le détail, rien ne permet d'exclure l'existence d'autres interactions non comptabilisées.

Pour ces raisons de fond, souvent, on vise à imiter l'état naturel et à limiter le plus possible tout impact : il s'agit de conserver le *water balance* naturel. Souvent, cette limitation est mise en rapport avec la « durabilité » (*sustainability*) de l'assainissement, en particulier dans les approches qui font référence aux termes anglophones de *Low impact development* et de *Water Sensitive Urban Design* (section 2.5). Toutefois se pose la question de la *nécessité* du couplage durabilité-imitation de l'état naturel : il pourrait s'agir d'une première démarche opérationnelle liée à l'incapacité de prévoir et de quantifier tous les impacts potentiels d'un changement quelconque. Nous n'avons pas les éléments pour déterminer si cette incapacité est contingente et pourra être un jour résolue, ou si elle est structurelle.

1.5. Conclusion : limites et intérêt d'une approche par les débits

Le ruissellement et le débit de pointe ont été pendant longtemps la clé de voûte de l'hydrologie urbaine, et surtout de son application à l'assainissement. Le « phénomène urbain » était décrit par l'imperméabilisation du bassin versant. On peut désigner cette vision de l'assainissement, dont la principale préoccupation était de prévenir les débordements et les dysfonctionnements des réseaux, par l'expression de « référentiel réseau ». Les développements que nous avons brièvement retracés montrent que ce référentiel est extrêmement limité, dans la mesure où il ne prend nullement en compte l'interaction de la ville avec son environnement. Il est remplacé, à partir des années quatre-vingt-dix environ, par un nouveau référentiel, qu'on pourrait qualifier de « référentiel infiltration » et, plus récemment encore, par ce qu'on pourrait appeler le « référentiel *water balance* ». Cette évolution va dans le sens d'un élargissement progressif tant de l'échelle temporelle des processus considérés, que du regard sur les rapport entre urbanisation et environnement. Or, le référentiel *water balance* est

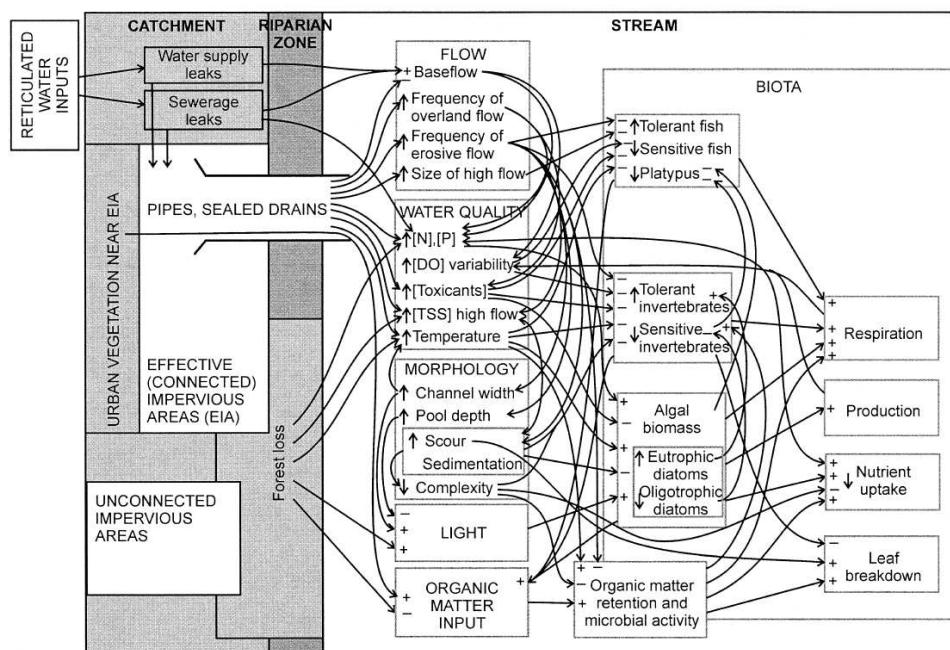


FIGURE 1.7.: Représentation conceptuelle des mécanismes des principaux impacts de l'urbanisation sur l'écosystème des cours d'eau. Source : Walsh et al. (2005b).

encore en train de se construire, et nous ne pouvons pas savoir, pour l'instant, s'il constitue une véritable nouvelle vision de l'assainissement, ou seulement un raffinement de la précédente. Ces derniers référentiels traduisent le nouveau regard porté sur l'assainissement, de plus en plus global. Dans le chapitre suivant nous verrons si et comment ce changement de référentiel se traduit dans la pratique de l'assainissement en France.

Faut-il pour autant, avec ce changement de référentiel, abandonner l'analyse des débits pour la caractérisation des systèmes d'assainissement, ou peut-on élargir cette analyse afin qu'elle permette de décrire une gamme de phénomènes plus large que les seuls débordements de réseau ? Plusieurs arguments vont dans le sens de cette deuxième voie.

Le premier argument est que, bien qu'il ne soit qu'un des compartiments du bilan hydrique, le ruissellement reste celui qui est le plus affecté, en dernier ressort, par l'urbanisation (Endreny, 2005). Savoir de combien le régime naturel du ruissellement a été perturbé peut permettre d'estimer le niveau de perturbation de l'ensemble du cycle de l'eau. L'article de Meierdiercks et al. (2010b), que nous discuterons dans la section 4.2.2, en est un bon exemple.

Le deuxième argument est que le ruissellement est la composante du cycle de l'eau qui affecte le plus directement l'aval. Walsh et al. (2005b), comme d'autres (e.g. Roesner et al., 2001), considèrent que, en dépit de la complexité des interactions entre milieu urbain et écosystèmes, la plupart des changements dépendent de l'augmentation du ruissellement due aux surfaces imperméables et à l'acheminement par le réseau d'assainissement.

Le troisième argument s'inscrit dans la même logique : en élargissant l'étude du ruissellement à des indicateurs autres que le seul débit de pointe, il est possible de saisir un grand nombre de phénomènes (Booth et al., 2004). Par exemple, l'érosion des berges des petites rivières intervient pour des débits provoquant un cisaillement important, débits qui se vérifient naturellement avec une fréquence « intermédiaire » (quelques fois par an). La déstabilisation et l'érosion accélérée, souvent observées à l'aval des bassins versants urbains, peuvent être prévues sur la base de l'augmentation de durée de ces débits érosifs (Booth et Jackson, 1997). De la même façon, ces débits intermédiaires sont responsables, pour les réseaux unitaires, des déversements d'orage. Un autre exemple est celui d'un cours d'eau éphémère supportant un écosystème : si la présence de l'eau est, à l'état naturel, limitée à une fraction de l'année (intersection des courbes DC avec l'axe des abscisses en figure 1.3), une augmentation de cette valeur d'un facteur 10 peut modifier profondément les caractéristiques de l'écosystème (Walsh et al., 2005b).

Le quatrième argument est que l'étude du ruissellement, du moins en milieu urbain, est beaucoup plus développée que celle des autres compartiments du cycle de l'eau. En conséquence, les instruments d'analyse et de prévision des débits — essentiellement les modèles — sont en général plus accessibles, fiables et performants que les autres. De même, d'un point de vue pratique, le fait que le débit ait toujours été au cœur des stratégies d'assainissement, a comme effet que pour beaucoup de collectivités, les principales — ou les seules — données disponibles pour étudier la gestion des eaux pluviales, sont des mesures de débit.

Il est donc possible, d'un point de vue théorique et pragmatique, de développer un cadre d'analyse des effets de l'urbanisation sur le cycle de l'eau basé sur une « vision large » du ruissellement. Elle doit se fonder sur une description qui ne se limite pas au seul débit de pointe, mais qui inclut l'ensemble du régime des débits, englobant ceux engendrés par les pluies faibles et fréquentes. Nous verrons plusieurs exemples d'une telle approche dans le chapitre 4, à propos des études récentes sur les effets hydrologiques du CS. Il faut en revanche garder à l'esprit que les débits ne sont pas le point clé de la question, mais seulement un indicateur utile face à la complexité des systèmes.

Chapitre 2.

L'évolution de l'assainissement

Après avoir défini, dans le chapitre précédent, les bases scientifiques du contrôle à la source (CS), nous voulons maintenant reconstituer le contexte dans lequel il s'est développé en tant que pratique d'assainissement.

Nous allons retracer l'histoire socio-technique de l'assainissement en France à partir de la « crise du réseau d'assainissement » (Chatzis, 1997), en mettant en valeur les phénomènes qui ont porté au développement du CS : en premier lieu la croissance urbaine qui, à partir des années soixante, devient trop rapide pour que soit maintenue l'approche traditionnelle dérivée des approches d'assainissement du XIX^e siècle ; en deuxième lieu, la préoccupation croissante envers la qualité des eaux de pluie ; en troisième lieu, le développement du concept de développement durable et, en quatrième et dernier lieu le processus de décentralisation.

La finalité principale de cette parenthèse historique est, dans ce manuscrit, de reconstituer les bases sur lesquelles le CS s'est développé, en considérant les nécessités auxquelles il est censé répondre et le contexte institutionnel dans lequel il s'implante. Cela nous permettra, par la suite, d'interpréter les politiques de CS que nous trouverons appliquées par les collectivités, ainsi que les rationalités que nous verrons à l'œuvre dans le choix de ces réglementations.

Nous introduisons dans ce chapitre, entre les autres causes du développement du CS, l'association qui se crée entre le développement durable et les techniques alternatives (TA). Nous allons mettre en évidence ce lien à partir des communications aux principales conférences sur l'assainissement (ICUD¹, Novatech). Dans ses effets positifs et négatifs, ce lien sera un aspect que nous reprendrons à plusieurs moments au cours de cette thèse. En particulier, dans la partie II, nous verrons qu'il a un rôle significatif dans la compréhension de l'approche politique du CS.

A la fin de ce chapitre, en corollaire de l'approche historique, nous passerons en revue la terminologie associée aux TA et au CS, en France et à l'étranger. Cette

1. *International conference on urban drainage.*

analyse a deux objectifs : d'une part recenser la multiplicité de termes employés dans ce domaine, d'autre part montrer la variété des influences derrière le concept de CS.

Il est important de souligner que notre analyse va traiter de la situation française, avec des références ponctuelles à d'autres pays. En effet, si l'évolution de l'assainissement a suivi des trajectoires similaires dans différents pays (Etats-Unis, Royaume-Uni, Australie, etc.), et les points de contact sont nombreux, des spécificités existent, liées aux caractéristiques territoriales, urbaines, culturelles et institutionnelles de chaque pays. Par exemple, dans la figure 2.1 on voit qu'au début des années quatre-vingts, aux Etats-Unis, l'assainissement pluvial intégrait déjà des objectifs de qualité. En France, à la même époque, on réalisait les premiers diagnostics sur ce sujet (section 2.2).

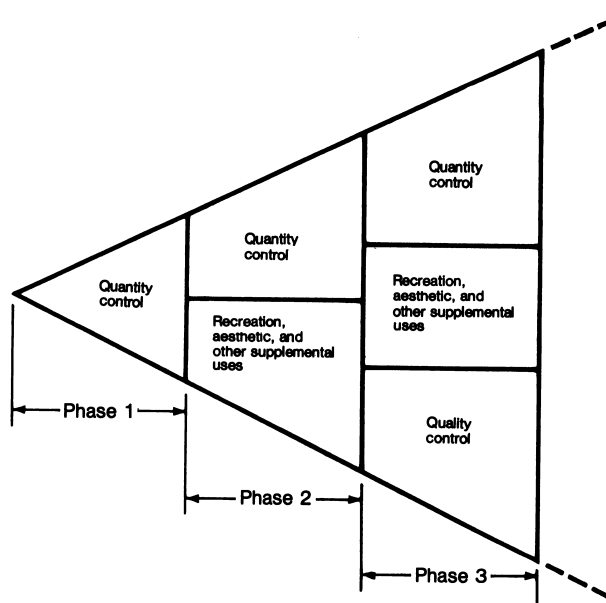


Figure 2.--Historic development of using D/R facilities.

FIGURE 2.1.: Evolution des objectifs des techniques de stockage et infiltration, selon McCuen et al. (1983).

2.1. Croissance urbaine et assainissement : du tout-au-réseau aux techniques alternatives

2.1.1. L'assainissement des villes : le tout-au-réseau et le dimensionnement des canalisations

La stratégie de gestion des eaux pluviales héritée du XIX^e siècle vise à leur évacuation rapide et totale de la ville, en utilisant des réseaux d'égouts souterrains desservant les rues et les habitations. Cette stratégie a progressivement pris en compte l'ensemble des eaux usées domestiques, d'où son nom de « tout-à-l'égout ». Cette stratégie était motivée par des questions sanitaires, et en particulier par les épidémies récurrentes de choléra (principalement 1832, 1849, 1854 et 1884) et de typhoïde (Bourdelaïs et al., 1978; Jacquemet, 1979; Barles, 1999). Pour distinguer entre la stratégie d'évacuation rapide et totale, via des canalisations, appliquée aux eaux pluviales et l'expression plus large « tout-à-l'égout », qui s'applique à l'ensemble des eaux usées et pluviales, nous adoptons pour ces dernières l'expression « tout-au-réseau ».

Pour le dimensionnement des réseaux, Belgrand retient, à Paris, la pluie de projet de 41 mm en une heure, définie par Dupuit vers 1830, et en obtient un débit spécifique de $421 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ (Chocat et al., 1997, pp. 46). Ces travaux inspirent le dimensionnement dans les autres villes, donnant lieu à une quasi-norme répandue dans toute la France.

Vers les années 1930 se répand l'utilisation de la formule rationnelle en alternative à la méthode empirique (et parisienne) de Belgrand. Albert Caquot, à partir de la méthode rationnelle, développe une équation faisant intervenir les paramètres du bassin versant pour le calcul du débit de pointe. Il présente sa formule en 1941 à l'Académie des Sciences de Paris et, en 1949, elle est officialisée par la circulaire CG 1333. Dans cette circulaire, qui suggère le recours au réseau séparatif (voir section 2.2), les coefficients de la formule sont ajustés pour la région parisienne, avec la recommandation de les recalculer pour un usage dans d'autres contextes. Or, en l'absence de données pluviométriques pour la plupart du territoire, la formulation « parisienne » sera appliquée telle quelle dans la plupart des Départements, et même dans les colonies (Chocat et al., 1997, pp. 168-175).

De la même façon, même si le choix de la période de retour des précipitations dont il fallait se protéger était laissé à une appréciation au cas par cas, la pluie décennale fut retenue de façon généralisée (Chocat et al., 1997, pp. 692). Nous verrons par la suite que, encore aujourd'hui, l'empreinte de la pluie décennale reste très forte. En effet, nous utiliserons (section 3.3) le recours à la pluie décennale dans les réglementations comme un indicateur de la persistance de références « classiques ».

2.1.2. Croissance des villes et crise du tout-au-réseau

La circulaire de 1949 a représenté la « bible de l'assainissement » jusqu'au milieu des années soixante-dix. La reconstruction et l'urbanisation rapides de l'après-guerre et des années cinquante-soixante purent profiter de sa simplicité d'application et de la standardisation des travaux qu'elle permettait (Chatzis et Dupuy, 2000), dans un contexte où le savoir-faire technique au sein des collectivités territoriales faisait défaut (Chouli, 2006). En outre, grâce au surdimensionnement systématique qu'elle produisait, elle laissait des marges pour l'urbanisation des zones amont : jusqu'à une certaine limite, on pouvait continuer à construire à l'amont, sans compromettre le fonctionnement du réseau aval (Chatzis et Dupuy, 2000). Le dépassement de cette limite constitua l'un des éléments de la crise du tout-au-réseau dans la gestion des eaux pluviales.

A la fin des années soixante, les formes de l'urbanisation changent, passant d'une densification des centres-ville à une croissance des banlieues (de Jouvenel et al., 2003). C'est à cette époque que l'Etat s'engage, d'une part pour favoriser la croissance des villes moyennes, et d'autre part dans la planification et construction des villes nouvelles. Dans les deux cas, cette création de grandes surfaces imperméabilisées se heurte au problème de l'assainissement.

Beaucoup de villes moyennes se sont historiquement constituées près d'un cours d'eau, d'un lac ou de la mer. Au moins une partie de leur développement doit se passer à l'amont de l'urbanisation existante, et les nouvelles eaux de ruissellement doivent le plus souvent traverser l'ancien centre-ville pour atteindre l'exutoire. Par conséquent, de nombreux réseaux des centres-villes risquent de devenir (ou sont devenus) insuffisants à gérer le ruissellement accru par les urbanisations nouvelles. Les années soixante-dix sont marqués par des débordements de réseau de plus en plus graves et fréquents, renforcés par le surdimensionnement des réseaux périphériques, qui entraînent un acheminement des écoulements très rapide (Chatzis et Dupuy, 2000).

Pour les villes nouvelles (cinq en Ile-de-France² et quatre en province³), le problème émergea dès la planification : les zones choisies pour la construction de ces grands ensembles n'étaient pas toujours adaptées à un assainissement classique basé sur la circulaire de 1949. En premier lieu, les canalisations nécessaires pour évacuer le ruissellement des immenses étendues imperméables projetées avaient des dimensions réductrices. En deuxième lieu, cette question de taille était aggravée par le problème de l'absence d'exutoires. Dans certains cas, les pentes des sites étaient trop faibles pour acheminer les eaux vers l'exutoire sans enterrer profondément les canalisations ; dans d'autres cas, plus simplement, un exutoire ayant un débit suffisant pour absorber les effluents de temps de pluie n'existait pas à proximité. En troisième

2. Evry, Cergy-Pontoise, Saint-Quentin-en-Yvelines, Marne-la-Vallée, Melun-Sénart.

3. Lille-Est (ou Villeneuve d'Ascq, près de Lille), L'Isle-d'Abeau (Lyon), Vaudreuil (Rouen), Étang de Berre (Marseille).

lieu, même si les coûts avaient été raisonnables, ces infrastructures auraient posé un vrai problème de gestion des investissements : elles devaient être construites dès le début du développement de la ville, tout en ne fonctionnant à pleine capacité qu'à la fin, 10 ou 20 ans plus tard. La faisabilité même de ces villes nouvelles était mise en question par le problème de l'assainissement pluvial (Chatzis et Dupuy, 2000).

La solution trouvée à ces problèmes fut le recours au stockage des eaux pluviales, qui marqua la fin du tout-au-réseau : le principe de l'évacuation immédiate des eaux dut être abandonné. Or, cet abandon — qui conduira au développement des techniques alternatives — ne se fit pas du jour au lendemain. Initié par les villes nouvelles au début des années soixante-dix (e.g. à Saint-Quentin-en-Yvelines en 1972, Eleb-Harlé et al. (2005)), le stockage ne fut accepté et formalisé que quelques années plus tard, avec l'Instruction Technique de 1977 (Ministère de l'Intérieur, 1977). Seul un nombre restreint de collectivités commença alors à mettre en place des bassins de stockage (Chouli, 2006).

L'Instruction Technique de 1977 (IT 77/284) remplaça la circulaire de 1949, en en corrigeant les lacunes qui étaient devenues évidentes. En particulier, elle proposait — pour les eaux pluviales — une alternative aux principes du tout-au-réseau, qui était le stockage dans les bassins de retenue à l'amont du réseau. Le but était de ralentir le ruissellement urbain et de l'étaler sur un temps plus long, en écrêtant les pics de débit (voir section 1.1) et en permettant, par conséquent, de réduire la taille des canalisations nécessaires à les évacuer. Il s'agissait d'une sorte d'optimisation du fonctionnement des réseaux. Dans la même optique, pour les réseaux unitaires, on envisageait des bassins d'orage à l'amont des stations d'épuration.

Pour le dimensionnement des bassins, deux méthodes étaient proposées : la *méthode des pluies* et la *méthode des volumes*⁴. Pour une application immédiate de cette dernière méthode, l'IT 77/284 contenait aussi des abaques. Parallèlement au développement des ordinateurs, la modélisation des apports commence à être envisagée comme un outil possible de dimensionnement. Du point de vue du réseau, l'IT 77/284 confirme l'aspect normatif de la formule de Caquot, tout en y apportant deux précisions majeures. La première est la division de l'ensemble de la France en trois *régions de pluviométrie homogène*. Bien qu'approximative, cette division mettait fin à l'usage des paramètres « parisiens » pour l'ensemble du territoire, alors que la disponibilité de données pluviométriques locales pour le reste de la France restait faible. La deuxième est la limitation du domaine de validité de la formule suivant la taille, la pente et le coefficient d'imperméabilisation des bassins versants. Même la période de retour est mieux intégrée dans le dimensionnement, car les coefficients pour des périodes autres que décennales sont fournis.

Le changement de stratégie d'assainissement qui est apporté par l'IT 77/284

4. Pour des détails sur ces méthodes, nous renvoyons le lecteur à l'IT 77/284 ou aux articles correspondants dans Chocat et al. (1997). Sur la méthode de pluie voir aussi l'annexe B.

avait déjà été appliqué à l'étranger. En Allemagne, en Angleterre, aux Pays-Bas, aux Etats-Unis, il n'existait pas de codification centrale forte comme la circulaire de 1949 en France, et cela avait permis un développement plus libre et plus rapide de solutions alternatives au réseau (Chatzis et Dupuy, 2000). La circulaire américaine citée dans le chapitre 1 (Leopold, 1968) témoigne d'une expérimentation des bassins de retenue déjà en cours en 1968. La conception des bassins des villes nouvelles en France a vu la collaboration d'ingénieurs étrangers, et en particulier de l'ingénieur danois Eric Jacobsen, du bureau d'étude Sauveterre (aujourd'hui Confluences), qui introduit des méthodes déjà appliquées aux Pays-Bas (Eleb-Harlé et al., 2005).

Il apparaît que la valeur de $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ pour les limitations de débit, que nous verrons être récurrente pour le dimensionnement des bassins de retenue et des TA dans le nord de la France, a son origine dans une étude hollandaise adaptée aux villes nouvelles françaises par Jacobsen. Nous n'avons pas pu retrouver une confirmation explicite de cette hypothèse mais une publication de Jacobsen de l'époque (Jacobsen, 1973) avance effectivement cette valeur. Un rapport ultérieur (Sauveterre, 1992) suggère que, pour « le débit de rejet [...] l'optimum se situe généralement entre 1 l/s et 4 l/s par hectare effectif en région parisienne ». Nous avons interviewé à ce propos Nouredine Fkihi, ayant travaillé avec Jacobsen depuis les années quatre-vingts. Il a confirmé que la valeur de $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ avait été utilisée pour les bassins de retenue des villes nouvelles de Marne-la-Vallée, Saint-Quentin-en-Yvelines et Villeneuve d'Ascq (Lille). Pour Sénart, en revanche, le dimensionnement avait été fait pour un débit spécifique de $11\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$.

A propos de l'origine de la valeur de $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$, Fkihi nous a expliqué qu'il était le résultat d'un suivi sur des ruisseaux dans la zone de Marne-la-Vallée. En particulier, il a cité deux études principales⁵ :

- la première, chronologiquement, a été réalisée autour de 1970 par Jacobsen et la DDE (Direction Départementale de l'Équipement), sur les gabarits du ru Maubuée. Le résultat de cette étude est un débit décennal spécifique compris entre $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ et $41\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$. Pour assurer une plus grande protection de l'aval, la valeur de $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ a été retenue. Des études similaires ont été réalisés sur d'autres ruisseaux et pour les autres villes nouvelles, permettant d'étendre la valeur obtenue à d'autres bassins versants ;
- la deuxième étude citée, datant de 1988, préparait l'urbanisation du secteur de la ville nouvelle le plus éloigné de Paris (Val d'Europe). Dans cette étude, suivie personnellement par Fkihi, une série de mesures de débit sur la rivière Gondoire a pu être utilisée pour déterminer le débit décennal. Le résultat, pour un bassin versant de 20km^2 était encore une fois de l'ordre de $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$.

Un point significatif signalé par Fkihi, et sur lequel nous reviendrons par la suite, est la taille des bassins versants considérés : le but étant de dimensionner des bassins de

5. Nous n'avons pas eu accès à ces documents, ils ne sont donc pas référencés.

retenue desservant de grandes agglomérations, toutes les études ont été réalisées sur des bassins versants allant de 1 à 20 km².

2.1.3. Croissance (et débordements) se poursuivent : des bassins aux techniques alternatives

Même avant l'IT 77/284, les villes nouvelles avaient résolu leurs problèmes d'assainissement en recourant au stockage des eaux pluviales. Mais les problèmes des villes existantes n'étaient pas aussi « simples » à résoudre : ces villes étaient déjà construites et la disponibilité foncière souvent faible, tandis que les grands bassins de retenue demandaient des surfaces importantes⁶.

Une variété de solutions fut alors mise en place dans les différentes villes pour résoudre le problème des débordements⁷. L'approche générale, consacrée par l'IT 77/284, était l'optimisation du fonctionnement du réseau. Evidemment, des grands bassins de retenue à ciel ouvert furent construits où les contraintes urbaines le permettaient. Où elles ne le permettaient pas, on commença à construire des bassins enterrés, qui pouvaient être installés aussi sur le réseau unitaire et pas seulement sur le séparatif. À côté de ces infrastructures, des méthodes d'optimisation moins lourdes en équipement furent mises en place, et notamment la gestion automatisée des systèmes d'assainissement. Le principe, inspiré de l'optimisation des processus industriels, était de profiter au maximum de la capacité d'évacuation du réseau en modifiant son fonctionnement en temps réel et en fonction des pluies, du remplissage des bassins, etc. (Deutsch et Vullierme, 2003; Labadie, 2007). Une telle gestion présuppose d'avoir un certain volume disponible, à différents points du réseau, pour stocker et réguler les eaux. Dans le cadre de la télégestion, donc, les grands bassins étaient — et sont — partie intégrante du réseau d'assainissement.

Les grands bassins hors des villes nouvelles, ainsi que la télégestion, voient le jour dans les agglomérations où les problèmes de débordement sont plus graves : Communauté Urbaine de Bordeaux (CUB), Seine-Saint-Denis, Communauté Urbaine de Lyon (Grand-Lyon), etc. (Chocat et al., 2008). Ces collectivités joueront le rôle de pionniers dans le développement de ces méthodes d'assainissement mais aussi, comme nous le verrons, des techniques alternatives.

La construction des grands bassins montre rapidement ses limites : si on considère l'exemple de la Seine-Saint-Denis (pour les détails, voir la section 6.1), on voit que

6. En réalité, même dans d'autres villes quelques exemples très ponctuels de TA avaient été développés, sur l'exemple de ce qui était fait à l'étranger (Boyer et al., 1981).

7. Il faut remarquer aussi, au début des années quatre-vingts, deux autres phénomènes significatifs pour l'assainissement pluvial, et qu'on traitera par la suite. Le premier est le début du processus de décentralisation, qui favorisera l'émergence de solutions locales (section 2.4). Le deuxième est la montée en puissance des agences financières de bassin, qui commencent à cette période à s'occuper des réseaux d'assainissement (section 2.2, Chouli, 2006).

les moyens de la collectivité ne sont pas suffisants à résoudre les problèmes existants alors même que l'urbanisation continue à les aggraver. Les services se trouvent dans une logique de « rattrapage » de l'urbanisation (Rioust et al., 2010), et il leur faut trouver une méthode de croissance urbaine qui n'aggrave pas la situation existante. La réponse va consister à demander aux aménageurs de construire eux-mêmes leurs bassins de retenue : la première réglementation imposant de stocker les eaux pluviales dans les nouvelles urbanisations est approuvée par la CUB le 18 juin 1982, 16 jours après un orage ayant inondé — pour la deuxième fois dans l'année — le centre de Bordeaux (Bourgogne, 2010).

A partir de ce moment, dans les collectivités pionnières, un grand nombre d'ouvrages sont mis en œuvre : à partir des bassins de toute taille (des milliers de m³ pour les grandes ZAC, aux centaines pour les lotissements, à quelques m³ pour les parcelles individuelles) jusqu'à des ouvrages innovants comme les chaussées à structure réservoir. Cette diffusion témoigne de deux évolutions majeures des pratiques d'assainissement pluvial, même si à l'époque où elles se sont produites elles n'ont pas été nécessairement reconnues comme telles : la première est qu'on déplace les ouvrages de gestion des eaux pluviales vers l'amont du réseau, ce qui marque le passage des grands bassins (intégrés au réseau) aux techniques alternatives ; la deuxième est que la réalisation de ces ouvrages commence à être rendue obligatoire par des réglementations. L'objectif est donc de parvenir à une diffusion systématique des TA : c'est la naissance du contrôle à la source.

Initialement, la diffusion des TA est lente. Souvent l'exemple est donné sur l'espace public, ou des expériences d'intégration urbaine sont menées. Dans ce cadre exploratoire, les collectivités et les centres de recherche (dont le CERGRENE / CERREVE, l'INSA de Lyon, les CETE, le LCPC, le STU) investissent beaucoup de ressources dans le suivi des ouvrages réalisés, et des programmes de recherche *ad hoc* sont créés, tel « Eau dans la ville » (1983-1994, Deutsch et Lelong, 1995). Pendant les années quatre-vingt-dix, plusieurs publications de synthèse sur le choix et le dimensionnement des TA voient le jour (Deutsch et al., 1989; Bergue et Ruperd, 1994; Azzout et al., 1994).

L'une des évolutions majeures dans le discours sur les TA, qui s'affirme dans les années quatre-vingt-dix, est le concept d'*intégration urbaine* des TA, via la réalisation d'ouvrages multi-fonctionnels, pour lequel les expériences locales (Seine-Saint-Denis, CUB,...) jouent un rôle majeur. Cette intégration demande de changer l'approche de l'assainissement : tandis que le réseau pouvait être conçu de façon quasiment indépendante de l'urbanisation, ici l'assainissement pluvial doit se faire en concertation avec les autres acteurs du projet urbain dès le début du projet. Cela demande une interaction majeure entre les acteurs publics des différents services techniques (voirie, espaces verts, assainissement, etc.) et les acteurs du secteur privé, et par conséquent un changement d'organisation (Chocat et al., 1997; Baladès, 1998; CERTU, 2003; Ricard et al., 2005; Chouli, 2006; Rioust et al., 2010). En échange de l'effort nécessaire à cette

mutation, on espère obtenir une meilleure gestion des eaux pluviales, plus adaptée au contexte spécifique du projet. Les avantages sont considérables pour tous les acteurs (Chocat et al., 1997, pp. 31-34) :

- la réalisation d’ouvrages multi-fonctionnels permet de réduire ou d’éliminer le coût foncier associé aux TA, alors que ce coût constitue une des principales limitations des TA par rapport au réseau ;
- la multi-fonctionnalité permet de détecter plus facilement les dysfonctionnements des ouvrages, et de les entretenir plus aisément ;
- les parcs, places, terrains de sport associés aux TA constituent des équipements qui valorisent l’habitat ;
- la « remise en surface » de l’eau pluviale peut permettre aux collectivités de sensibiliser les riverains aux thématiques de l’assainissement, et de donner à ce dernier une visibilité politique plus marquée.

Dans la communication des collectivités à propos des expérimentations, ce sont souvent ces aspects qui sont mis en valeur (e.g. Sibeud, 2001).

Une image moins exaltante émerge cependant des réalisations privées dans les années quatre-vingt-dix. Les enquêtes menées par les collectivités pour vérifier l’exécution ou les performances des TA prescrites aux particuliers donnent des résultats mitigés ou négatifs (Maytraud, 2003; Bourgogne, 2010). Les TA effectivement réalisées sont moins nombreuses que prévu, et celles qui ont été réalisées sont souvent inefficaces, soit parce que mal conçues ou construites, soit parce que peu entretenues. Dans certains cas, le propriétaire ne connaît même pas l’existence ou la finalité des ouvrages enterrés ou « cachés » au fond de sa parcelle⁸.

On peut supposer que cette mauvaise performance est due au fait que le constructeur privé ne perçoit pas, dans les TA, des avantages suffisants à changer son mode d’élaboration d’un projet vers une démarche plus intégrée : il cherche la solution la plus simple pour respecter la contrainte qui lui est imposée, sans nécessairement rechercher l’optimum économique. La complication de la conception est une barrière, parfois uniquement psychologique, très forte (Clune et Braden, 2007). Cette supposition semble confirmée lors des retours d’expérience en Seine-Saint-Denis et à Bordeaux, qui montrent que les ouvrages les plus répandus sont les bassins de retenue, dont la conception est facile compte tenu de l’existence d’outils de dimensionnement reconnus (e.g. les abaques de l’IT 77/284).

Malgré ces problèmes, la publication de manuels sur les TA, la communication sur l’ensemble de leurs avantages, ainsi que l’association des TA à l’idée de développement durable (dont nous parlerons dans la section 2.3) facilitent une diffusion croissante des TA (chapitre 3).

8. En Seine-Saint-Denis c’est ce constat qui pousse les services d’assainissement à développer la multi-fonctionnalité des ouvrages (voir la section 6.1).

2.2. Une deuxième contrainte : la qualité des eaux

Nous avons jusqu'à maintenant présenté l'histoire de l'assainissement en fonction du développement urbain, et des problèmes d'inondations. Parallèlement, l'impact des eaux urbaines sur le milieu récepteur a été une préoccupation constante mais à des degrés divers, depuis les années 1870. Elle a aussi contribué à l'évolution du CS.

Dès la fin du XIX^e siècle, la concentration des effluents des grandes villes par les réseaux unitaires produisaient des nuisances importantes aux points de déversement et à l'aval. Lorsque Renoir peint son *Déjeuner des canotiers* (figure 2.2), à Chatou en 1881, les eaux usées de Paris se déversaient dans la Seine à Clichy, 20 km à l'amont. Les récits sur la qualité de l'eau du fleuve, à l'époque, sont dramatiques⁹, et si on considère que même la navigation était gênée par les « îles » de rejets qui se formaient dans la rivière, on peut imaginer que l'atmosphère dans ce restaurant au bord de l'eau devait être moins agréable qu'elle en a l'air dans le tableau (Védry, 2010). A la même époque, la ville de Chicago cherchait des solutions pour protéger le lac Michigan, qui était en même temps le récepteur des effluents et la source de l'eau potable de la ville (Lanyon, 2007).



FIGURE 2.2.: Auguste Renoir, *Le déjeuner des canotiers* (1881), Phillips collection, Washington.

9. Voir, entre autres, Figuiet (1877), qui reporte des extraits des travaux de Gérardin, inspecteur des établissements insalubres du Département de la Seine. La figure 2.3 est extraite de cet ouvrage.

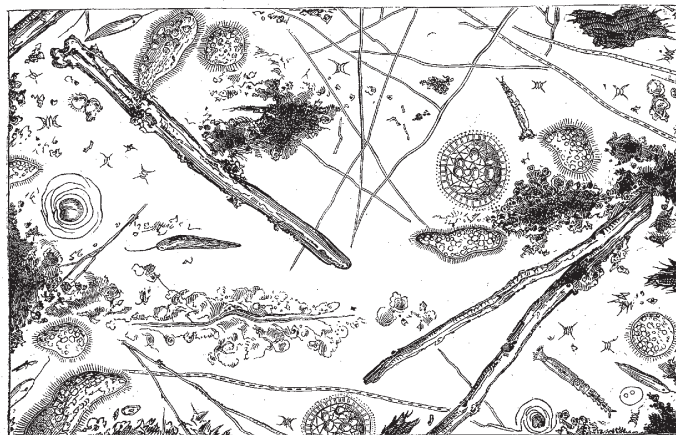


Fig. 67. — L'eau de la Seine au-dessous du débouché de l'égout collecteur d'Asnières, vue au microscope.

FIGURE 2.3.: Vue au microscope d'un échantillon d'eau de la Seine à l'aval d'Asnières en 1875. Source : Figuier (1877).

De nombreuses solutions furent proposées et mises en place pour les villes existantes : à Paris l'épandage, à Chicago la construction d'un canal pour transférer les eaux vers un autre bassin versant, etc.

Dans ce contexte, les systèmes d'épuration voient le jour en France et à l'étranger (Chocat et al., 1997, pp. 394-396), ainsi que les réseaux séparatifs. Le principe de cette nouvelle conception du réseau est de séparer les eaux usées, polluées, des eaux pluviales, considérées comme propres. Tant pour les eaux usées que pour les pluviales, les deux principes du tout-au-réseau (évacuation rapide et totale des eaux) s'appliquent. En France, la rationalité économique de ce doublement des infrastructures était de construire un réseau capillaire de capacité réduite pour les eaux usées, qui étaient ensuite traitées avant le rejet, tandis que les eaux pluviales étaient acheminées initialement en surface, dans les caniveaux, et ensuite dans un réseau plus grand mais moins dense que celui des eaux usées¹⁰. Les eaux pluviales n'étaient pas traitées avant le déversement dans le milieu récepteur (Chocat et al., 1997, p. 47).

Le véritable essor du séparatif a lieu lors de la reconstruction, après la circulaire de 1949 et, ensuite, à partir des années soixante-dix avec les nouvelles urbanisations. La capacité technique de séparer les eaux « sales » des eaux « propres » permet de

10. Par rapport à ce schéma de principe, il faut remarquer que la mise en place des réseaux pluviaux se concrétisa souvent par un système parallèle à celui des eaux usées, avec la même densité et capillarité. Les mauvais branchements (i.e. les branchements des eaux usées sur le réseau pluvial et viceversa) produisirent, dans beaucoup de cas, un « double réseau unitaire »

remettre en cause le principe sanitaire de l'évacuation rapide en rendant possible la construction des bassins de retenue à ciel ouvert ne contenant que des eaux pluviales (Deutsch et Vullierme, 2003).

Entre temps, les années soixante-dix et quatre-vingts sont marquées par des efforts importants pour améliorer la qualité du milieu aquatique et de l'environnement en général. En France, la création en 1964 des agences financières de bassin (aujourd'hui Agences de l'Eau) est à l'origine d'une multiplication des actions en ce sens, parmi lesquelles la construction de nombreuses stations d'épuration à partir de 1969 (Chouli, 2006).

La réduction des sources ponctuelles de pollution (urbaines et industrielles) met de plus en plus en évidence les sources diffuses, agricoles et urbaines. La question de la qualité des eaux pluviales commence à devenir d'actualité (Chouli, 2006). Aux Etats-Unis, l'Environmental Protection Agency et le U.S. Geological Survey mènent, entre 1978 et 1983, une collecte de données sur le ruissellement urbain et sa qualité (Nationwide Urban Runoff Program, Delleur (2003)) ; en France, des campagnes d'étude sont réalisées dès la fin des années soixante-dix et n'ont cessé depuis lors (Desbordes et Deutsch, 1980; Deutsch et Desbordes, 1981; Deutsch et Lelong, 1995, et plus récemment développement des observatoires en hydrologie urbaine (OPUR en 1994, OTHU en 1999, ONEVU en 2004).

Le flux de polluants qui passe de la ville au milieu récepteur lors des pluies est lié à trois phénomènes principaux (Chocat et al., 1997, pp. 761-770) :

- les déversements d'orages (DO) des réseaux unitaires, ainsi que les bypass des stations d'épuration ;
- les mauvais branchements d'eaux usées sur les réseaux pluviaux ;
- le lessivage par le ruissellement pluvial des polluants accumulés sur les surfaces urbaines.

Les TA peuvent permettre à la fois de réduire les volumes rejetés via les DO et d'abattre la charge polluante des eaux pluviales qui parviennent au milieu naturel.

Si, aujourd'hui, on considère que cette capacité des TA à abattre la pollution dépend principalement des processus de décantation et d'infiltration, cette compréhension a émergé progressivement au cours des décennies. Dans l'IT 77/284, le traitement dans les bassins de retenue est décrit de façon très approximative, en énonçant un certain nombre de considérations de principe liées à la décantation, mais sans qu'elles reposent sur des observations solides. Il y a une certaine attitude, qu'on pourrait qualifier de « proactive », à encourager la réalisation d'ouvrages dont on postule les effets positifs, sans une confirmation scientifique précise et consolidée¹¹. Seule la décantation par la « stagnation des eaux » est envisagée, et l'infiltration à partir de ces bassins est déconseillée en raison des risques pour la nappe sous-jacente. Ce même point de vue

11. « Pour de multiples raisons, les retenues peuvent exercer, en maints domaines, une influence bénéfique sur la qualité des eaux » (Ministère de l'Intérieur (1977)).

apparaît dans le guide du Service Technique de l'Urbanisme sur les bassins de retenue (Bergue et Ruperd, 1994). Le problème est que ces grands bassins drainent des surfaces importantes, avec des utilisations variées, peu contrôlables : la pollution, tant chronique qu'accidentelle, représente un risque pour la nappe.

La même année, Azzout et al. (1994) publient un manuel de synthèse sur les TA. Ici, la possibilité de réduire les polluants en réduisant ou évitant le ruissellement par infiltration est évoquée, mais la pollution est encore perçue comme un risque qui impose des précautions constructives. En 1997, dans (Chocat et al., 1997, pp.976-979), les précautions sont maintenues, quoique revues à la baisse ; en ne drainant que des surfaces assez limitées en taille et en usages, l'infiltration dans les TA est moins risquée que dans les grands bassins. De plus, le sol n'est pas aussi vulnérable qu'on le supposait mais, au contraire, il peut contribuer largement au traitement des eaux pluviales.

Cette nouvelle vision des TA est consacrée, en 2003, par l'ouvrage de référence du CERTU (La ville et son assainissement, CERTU (2003, p.49)) :

« Pratiquée aux abords immédiats des surfaces imperméabilisées élémentaires, l'infiltration suffira dans la plupart des cas [...] à assurer une protection efficace des nappes sans pour autant entraîner une pollution des sols compte tenu de la faiblesse des teneurs dans les eaux pluviales strictes. Même les pollutions accidentelles [...] peuvent être stoppées par les premiers centimètres d'épaisseur du sol [...] »

Toutefois, les recommandations de Azzout et al. (1994) sont reprises à l'identique (section 4.1.3 et tableau 4.1).

On pourra voir, dans le recensement des réglementations de CS présenté dans le prochain chapitre, que ces deux attitudes vis-à-vis de l'infiltration — l'une plus précautionnelle, que l'on pourrait appeler « infiltration seulement si », l'autre plus proactive, « infiltration sauf si » — coexistent aujourd'hui dans la pratique.

Aujourd'hui, en conclusion, le rôle des TA dans l'épuration des eaux de ruissellement semble reconnu, d'une part parce qu'elles réduisent les volumes et les débits de ruissellement, d'autre part grâce aux phénomènes de décantation, filtration, phytoremédiation qu'elles peuvent produire. Pourtant, alors que les manuels et la pratique présentent souvent ces éléments comme des acquis, l'efficacité de l'épuration par les TA est toujours un sujet de recherche scientifique (Bressy, 2010).

2.3. Techniques alternatives et développement durable

Après avoir abordé la croissance urbaine et la qualité de l'eau, qui représentent les préoccupations « traditionnelles » de l'assainissement, nous allons aborder une question beaucoup plus récente, le rapport entre TA et développement durable. La notion de développement durable (DD) voit le jour durant les années quatre-vingts (Allen, 1980; Brundtland, 1987). Depuis 1992, et la conférence de Rio, elle commence à se diffuser dans tous les domaines. En ce qui concerne l'assainissement pluvial, nous verrons dans cette section comment et pourquoi, au début des années 2000, cette notion commence à être liée avec les techniques alternatives.

Delleur (2003) passe en revue les différentes définitions de DD qui ont été proposées au sujet de l'assainissement. La plupart d'entre elles sont très globales, en relation avec les concepts-clé généraux du DD. Les systèmes d'assainissement durables :

- satisfont les besoins actuels et permettent de les satisfaire dans le futur ;
- participent à une vision holistique (globale et intégrée) du cycle de l'eau urbain et de l'environnement en général ;
- doivent être évaluées du point de vue des quatre objectifs du DD : environnemental, économique, social et technico-scientifique.

Ces définitions de principe ne permettent pas, telles quelles, de choisir parmi les alternatives possibles celle qui est la « plus durable ». Elles demandent un travail important d'approfondissement et de spécification. Cependant, il y a un large consensus sur la qualification des TA comme *a priori* « durables ».

Si on analyse les synthèses¹² réalisées à l'issue des conférences Novatech entre 1995 et 2004 (GRAIE, 1995, 1998, 2001; Chocat et al., 2004), on peut suivre l'évolution du rapport entre DD et TA. En 1995, aucune référence n'est faite au DD, tandis qu'en 1998 il est évoqué en termes de *préoccupation* en ce qui concerne les rejets de temps de pluie. Il n'est pas lié directement aux TA, mais il est mis en relation avec l'impact global des agglomérations urbaines. En 2001, tant dans la synthèse de Novatech que dans celle d'une conférence américaine sur des thèmes analogues (Urbonas et Jones, 2001), on parle de *durabilité* en lien avec les TA, mais seulement dans le sens limité de la durée de vie : on s'interroge sur la pérennité de ces ouvrages dans le long terme, car la multi-fonctionnalité et le fait qu'ils soient construits sur des propriétés privées pose des problèmes d'entretien.

Lors de l'édition 2004 de Novatech, tout change : le développement durable est au cœur de la réflexion sur l'assainissement pluvial, et les TA deviennent « *stratégies et techniques durables de gestion des eaux pluviales urbaines* ». Le concept de durabilité qui est mis en avant est celui de la vision holistique et de l'intégration : de l'aménagement

12. Disponibles en ligne sur le site du GRAIE : www.novatech.graie.org (dernière visite : août 2011)

urbain et du milieu naturel, des différentes composantes du cycle de l'eau urbain (eau potable, usée, pluviale), de l'eau pluviale et de la ville. Les TA sont vues comme un instrument bien adapté à ces trois formes d'intégration.

Outre les synthèses de Novatech, d'autres faits témoignent de la liaison qui se crée, au tournant du millénaire, entre TA et développement durable. En France, on peut citer la conférence sur les TA, organisée par le Département et le CAUE (Conseil d'architecture, d'urbanisme et de l'environnement) de Seine-Saint-Denis en 2003, qui a le titre emblématique « Apprivoiser l'eau pluviale. Une démarche de projet urbain pour une ville durable ». Au Royaume-Uni, la CIRIA ¹³ officialise en 1999 l'usage du terme SUDS (*Sustainable Drainage System*, système d'assainissement durable) pour définir les TA (Faulkner, 1999).

Pourquoi, bien qu'une définition claire de développement durable fasse défaut, autant de chercheurs et de praticiens de l'assainissement sont convaincus que les TA constituent une « voie durable à l'assainissement » ? Une partie de la réponse réside probablement dans un certain opportunisme de la part des défenseurs des TA, car lier les TA au DD permet aux premières de profiter de l'énorme succès du deuxième. Ce genre de raisonnement est évident surtout dans la littérature anglophone liée à des expressions tels WSUD (*Water sensitive urban design*, Wong, 2006; Brown et al., 2008) ou SUDS, qui fait explicitement référence à la durabilité.

Au delà de l'opportunisme, un certain nombre d'arguments existent, qui sont souvent utilisés pour faire un lien entre les caractéristiques des TA et le discours plus général sur le développement durable. Plus que de véritables démonstrations, ces arguments sont souvent des raisonnements *a priori*, qui nécessitent d'être questionnés.

La ville durable. Ces dernières années, une réflexion importante s'est développée à propos de la ville durable. Une des questions soulevées par ce concept flou est de savoir comment continuer à faire croître les agglomérations, tout en réduisant leurs impacts sur l'environnement. Cette réflexion, qui interroge beaucoup le rôle des réseaux et l'autonomie/autarcie des aménagements individuels (Coutard, 2010), rappelle beaucoup la démarche conceptuelle qui a porté à la naissance des premières TA (section 2.1.3). Un exemple est donné par l'ouvrage « Cities of the future : towards integrated sustainable water and landscape management » (Novotny et Brown, 2007). A un niveau plus concret, une matérialisation de ces réflexions se trouve dans la réalisation de bâtiments HQE (à haute qualité environnementale), d'éco-quartiers, etc. où les TA ont souvent leur place ¹⁴.

13. La *Construction Industry Research and Information Association* est une association de professionnels et chercheurs qui s'occupe de la synthèse et de la diffusion des bonnes pratiques dans les domaines de la construction et de l'urbanisme. Par ses publications, elle joue un rôle très fort dans la fixation de standard outre-Manche.

14. Voir, par exemple, le chapitre sur la gestion de l'eau dans le « Référentiel aménagement construction durable 2011 » édité par la Région Ile-de-France dans le cadre de son Agenda 21.

L'adaptabilité aux besoins futurs. En reprenant les « définitions de durabilité » énoncés par Delleur (2003), on trouve à la première place l'adaptabilité aux besoins futurs. Sur le long terme, les TA apparaissent plus adaptables et flexibles que le réseau. En effet, l'un des plus grands problèmes de ce dernier est l'inertie de l'infrastructure : l'assainissement de Paris se fait toujours par le réseau de Belgrand, et celui de Rome continue à utiliser quelques tronçons de la *cloaca maxima* de Tarquinio Prisco (VI siècle av. J.-C.). Au contraire, les TA sont des ouvrages de petite taille, relativement indépendants les uns des autres, et relativement simples à modifier. Même si on considère une diffusion massive des TA dans une ville, le temps pour les refaire intégralement dans le but de satisfaire à de nouvelles exigences serait de l'ordre du temps de renouvellement de l'habitat, tandis que si on considère le réseau, c'est le renouvellement des voiries et des infrastructures (bien plus long) qu'il faut prendre en compte (Sieker et al., 2008).

La vision holistique et les quatre objectifs du développement durable. Nous avons remarqué dans le chapitre 1 que le CS est la conséquence directe d'un élargissement du regard sur le cycle urbain de l'eau, en particulier au travers du référentiel *water balance*. De plus, l'intégration urbaine des TA (section 2.1.3) et la gestion « à la surface » des eaux pluviales, permettent d'assigner aux systèmes d'assainissement de nouveaux objectifs, ou de rendre explicites des objectifs qui étaient implicites dans une gestion par les réseaux¹⁵. Parmi les nouveaux objectifs, citons par exemple le développement d'une culture de l'eau grâce à la participation directe des citoyens à l'assainissement (Deroubaix et Petrucci, 2010; Rioust et al., 2010), et parmi les objectifs explicités, la dépollution des eaux pluviales.

Les solutions locales. Au delà des trois critères de Delleur (2003), d'autres aspects du CS épousent bien les concepts liés au développement durable. En particulier, les TA sont des ouvrages à petite échelle qui répondent à des besoins d'une échelle plus grande, qui font écho au principe du « penser global, agir local ». Ce principe renvoie à un certain refus des solutions prêtes-à-l'emploi, valables en toutes circonstances. Il y a, au contraire, une valorisation des solutions techniques locales. En outre, le CS permet de circonscrire sur chaque territoire tant les systèmes d'acteurs que les enjeux à prendre en compte : cette approche locale intègre, mieux que la gestion par les réseaux, la catégorie politique de la *proximité*, de plus en plus valorisée dans la construction de l'action publique (Bourdin, 2005; Carré et al., 2010a).

Les solutions efficaces. En liaison avec le choix local parmi une panoplie de solutions, il y a leur supposée efficacité basée sur un raisonnement libéral : si chacun est laissé libre de choisir sa propre façon de répondre à une contrainte environnementale,

15. Voir, à ce propos, l'ensemble des critères de choix des TA proposés lors du programme européen Daywater (Thevenot, 2008) : daywater.in2p3.fr/EN/indexFM.php?section=guide&p=Critlist&new=1.

il le fera de la façon la plus efficace possible. Il s'agit par là d'un raisonnement essentiellement économique, mais qui correspond à une idée très répandue dans les approches actuelles des problèmes environnementaux. Ce n'est pas par hasard si l'on peut trouver, dans la littérature, un certain nombre de tentatives d'instaurer des *marchés de quotas* pour les rejets urbain de temps de pluie (Parikh et al., 2005), sur l'exemple de celui des émissions de gaz à effet de serre (Russo, 2012). Le point faible de ces approches dans le cas spécifique de la gestion des eaux pluviales est, à notre avis, l'échangeabilité des rejets. Pour les gaz à effet de serre vaut le principe selon lequel des émissions identiques à des endroits différents ont le même impact sur l'effet de serre global, ce qui permet d'« échanger » les émissions. Pour les rejets d'eau pluviale ce principe ne semble pas applicable, car le même rejet à des endroits différents d'un bassin versant peut avoir des impacts différents. Un point de vue similaire, à propos de la valeur des écosystèmes, est celui de Gottfried et al. (1996).

En conclusion, il existe de nombreux arguments pour affirmer que les politiques de CS contribuent à un assainissement pluvial durable. Cette association CS-DD joue un rôle très important, ces dernières années, dans la diffusion des TA. En revanche, elle entraîne un court-circuit intellectuel drastique : les TA sont souvent considérées comme des techniques *a priori* « vertueuses ». Nous verrons dans la partie II comment cette association peut biaiser l'élaboration des politiques de CS.

2.4. La décentralisation administrative et technique

Un dernier aspect qui est important pour la compréhension des développements de l'assainissement est la décentralisation, à partir de la loi de 1982 (Chouli, 2006).

Les conséquences de la décentralisation sur l'assainissement sont marquantes : la principale est qu'il n'existe plus de référence technique nationale. Dans l'avant-propos à « La ville et son assainissement » (CERTU, 2003) on peut lire que « *la circulaire de 1977 est donc caduque du seul fait des lois de décentralisation de 1982* ». L'esprit même de cet ouvrage n'est pas de donner des préconisations pour remplacer celles de 1977, mais de proposer « *des principes, des méthodes et des outils* » ; il est censé jouer le rôle de référence technique, mais sans que cette référence soit aucunement contraignante. L'« encyclopédie de l'hydrologie urbaine » (Chocat et al., 1997, pp. 558-559) à la question de savoir si, en 1997, une nouvelle instruction technique est nécessaire, répond « non » pour deux raisons :

« La loi sur la décentralisation de 1982 a changé le contexte institutionnel. La plupart des grandes et des moyennes villes se sont dotées de services techniques, avec des ingénieurs dont les compétences sont équivalentes à celles de leurs collègues des services techniques de l'Etat. Elles n'accepte-

raient plus aujourd'hui de se faire imposer des méthodes techniques par le haut. En tout état de cause une nouvelle instruction ne pourrait voir le jour qu'en collaboration avec les ingénieurs des villes dans des conditions qui ne seraient sans doute pas faciles à définir.

L'acquisition des connaissances dans le domaine de l'hydrologie urbaine, ces vingt dernières années, a conduit non seulement à mettre au point des méthodes générales de conception de l'assainissement, mais aussi à mettre l'accent sur l'importance d'une bonne compréhension des conditions locales. Une instruction ne répond pas manifestement à ce genre de besoins, contrairement à des documents d'information et de vulgarisation technique. »

Au début des années quatre-vingts une raisons plus « physique » et moins institutionnelle justifiait le développement de stratégies locales : la pollution des eaux pluviales urbaines émergeait comme un véritable défi (section 2.2). La gestion de ce type de pollution demande des politiques de proximité : d'une part, leurs sources diffuses ne se prêtent bien qu'à un traitement local, car elles sont très variables avec le contexte géographique, urbain, etc. D'autre part, elles dépendent largement de l'usage des sols. Or, la réglementation et la gestion de l'usage des sols est un aspect qui relève, traditionnellement, des compétences des collectivités locales.

Toutefois des questions apparaissent :

- Chouli (2006) remarque que les collectivités territoriales, et en particulier les plus petites, ne sont pas prêtes à recevoir ces nouvelles responsabilités, même si expertise, ressources humaines et financières sont de plus en plus mutualisées au sein de syndicats intercommunaux ;
- l'absence de politique nationale génère une gestion des eaux pluviales à plusieurs vitesses. Ces différences territoriales ne dépendent pas que des questions propres à l'assainissement, mais aussi des situations politiques locales, des individus qui portent les projets d'innovations dans les domaines de l'assainissement et de l'aménagement, etc. (Chouli, 2006; Rioust, 2012) ;
- l'absence de tout organisme centralisateur, ne serait-ce qu'en termes de connaissance, rend très difficile la possibilité de dresser un bilan des politiques d'assainissement. Le CERTU, les Agences de l'Eau, peuvent concentrer des informations sur les politiques menées, mais aucun n'a les prérogatives pour réaliser, par exemple, un recensement exhaustif des réglementations, des subventions, etc., et surtout de réaliser une évaluation comparative de l'efficacité de ces politiques. Dans le chapitre suivant, où nous essayons de réaliser un inventaire (non-exhaustif) des réglementations en France, nous verrons que les seuls, à notre connaissance, ayant déjà tenté un tel inventaire, ne l'ont alimenté qu'au moyen de recherches sommaires et non systématiques.

2.5. L'évolution de la terminologie

Parallèlement aux évolutions conceptuelles dans l'assainissement, la terminologie liée aux techniques alternatives se modifie aussi. Nous verrons, dans cette section, qu'en France les variations sont assez limitées, car l'expression *technique alternative* est la plus usitée, avec peu d'exceptions, depuis les années quatre-vingts. Dans le monde anglophone, une plus grande variété de termes a vu le jour, tels *Best Management practices*, *Sustainable Drainage Systems*, *Low Impact Development*, etc.. Bien sûr, l'utilisation d'un terme à la place d'un autre dépend des usages de chaque pays. Chaque terme a aussi un sens légèrement différent, qui met l'accent sur un aspect particulier des techniques.

2.5.1. En France

Nous avons vu que *technique alternative* apparaît pendant les années quatre-vingts. En 1981, Dupuy et Tarr (1981) parlent des solutions de stockage, mais sans encore utiliser de termes plus spécifiques. En 1985, en revanche, un rapport du Secrétariat permanent du Plan Urbain (Malet et Thui, 1985) a pour titre « Techniques alternatives en assainissement pluvial : impact sur le milieu et sur l'environnement ». En 1990, dans le numéro spécial de la revue « La Houille Blanche » (SHF, 1990) au sujet de l'hydrologie urbaine, l'usage de cette expression est généralisé. Le manuel de Azzout et al. sur les techniques alternatives paraît en 1994. Aujourd'hui l'usage de l'expression techniques alternatives est courant.

Dans le jargon technique, technique alternative sous-entend « *alternative* au réseau d'assainissement », au sens — initialement — de l'abandon du principe de l'évacuation rapide. C'est l'opposition au réseau (perçu comme la technique classique) qui est mise en valeur par ce mot. Or, il se peut qu'une partie du succès de cette expression réside dans une interprétation « subversive » du mot *alternatif*, avec une connotation de à contre-courant, innovant, révolutionnaire par rapport au passé¹⁶.

En effet, d'autres termes ont été employés, avec moins de succès : *techniques compensatoires* au début des années quatre-vingt-dix (e.g. Dourlens, 1990; Valiron et al., 1992; Bertrand-Krajewski, 1993), qui posait l'accent sur la compensation des effets de l'urbanisation sur le ruissellement et qui est encore utilisé, parfois, comme synonyme de TA (Chocat et al., 2008). Une conférence organisée par la SHF (Société Hydrotechnique de France) en 1987 fait état de : « Thérapeutiques nouvelles en assainissement pluvial urbain ». Cette dernière expression, qui montre comment les

16. Même l'interprétation opposée est possible (S. Barraud, 2011, *comm.pers.*) : le sens original était de *technique révolutionnaire*, et seulement après il y a eu une « canonisation » au sens de *technique alternative au réseau*.

insuffisances chroniques des réseaux étaient à l'époque perçues comme une véritable « maladie » des villes et de l'assainissement, ne connut jamais une grande popularité.

Mais que comprend exactement cette expression de *techniques alternatives* ? La signification de cette expression est-elle restée la même depuis 1985 ? Tandis que les noues, tranchées, toitures végétalisées, etc. n'ont jamais posé de problème quant à l'appartenance à la catégorie, la classification des bassins de retenue a, elle, changé. Dans Azzout et al. (1994), les bassins de retenue sont considérés comme des TA, même s'il ne sont pas traités en détail car le manuel du STU à ce sujet (Bergue et Ruperd, 1994) venait d'être publié. Aujourd'hui le problème de la classification de ces systèmes se pose : il y a une tendance à inclure les bassins parmi les TA seulement s'ils sont de taille relativement petite, avec des ouvrages de régulation fixes, et à l'amont du réseau. On considère qu'un ouvrage dont le comportement est contrôlé grâce à un couplage avec le réseau (par exemple en télégestion) fait, lui, partie du réseau et n'est pas une TA. Plus qu'une évolution de l'idée de TA, nous constatons une évolution du réseau : le principe d'évacuation rapide est *de facto* abandonné en faveur de l'optimisation des flux. Ces ouvrages de retenue sont rentrés dans le champ de l'assainissement *traditionnel* et, par conséquent, cessent d'être *alternatifs*.

Toujours à propos de la portée de l'expression TA, nous pouvons remarquer que, en général, ce terme ne désigne que des ouvrages physiques : il ne comprend pas l'ensemble des actions non-structurelles qui peuvent réduire les apports d'eau et de polluants au réseau, et qui sont souvent intégrées dans des expressions tels *Best Management Practice*.

2.5.2. A l'étranger

Dans les pays anglophones, ainsi que dans la littérature scientifique, l'expression la plus utilisée pour définir les TA est *Best Management Practices* (bonnes pratiques de gestion, BMP). Ce terme assez général est d'un usage répandu aux Etats-Unis depuis le Clean Water Act de 1972 : à cette époque et dans ce cadre il désigne l'ensemble des « bonnes pratiques » pour réduire les polluants d'origine industrielle. En même temps, toujours aux Etats-Unis, il est utilisé pour indiquer les « bonnes pratiques » qui servent à réduire les sources de pollution diffuse, principalement agricoles et sylvicoles (Cahill et al., 1978). Ce n'est que par la suite et par extension, qu'il désigna les méthodes de réduction des polluants diffus d'origine urbaine (e.g. Ganley et al., 1982). Le sens du mot *practice* étant très large, *BMP* revêt généralement deux acceptions : l'une stricte, ne comprend que les techniques structurelles, l'autre plus large, dans laquelle les techniques structurelles ne sont qu'un élément d'un ensemble de pratiques. Cette ambiguïté se trouve aussi sur la liste officielle des BMP de l'*Environment Protection*

Agency (EPA) : le classement des BMP¹⁷ est principalement centré sur les actions non-structurelles (éducation, participation, etc.), tandis que les outils d'évaluation ne traitent que des structurelles. Si on analyse l'expression *Best Management Practice*, on voit qu'elle ne met pas l'accent sur l'opposition au réseau comme *techniques alternatives*, mais sur l'idée d'optimisation, de bonne gestion.

Aujourd'hui l'EPA propose une nouvelle terminologie : *Stormwater Control Measures* (mesures de contrôle des eaux pluviales, SCM) au lieu de BMP et *Green Infrastructures* (infrastructures vertes) dans un sens plus large (voir LID ci-dessous). Dans le terme SCM on peut lire une tentative de remplacer un terme ambigu et qui implique un jugement de valeur (« best ») par un terme plus descriptif et neutre¹⁸. On peut signaler, en tant qu'exemple de terme descriptif, qu'en Australie, et en particulier dans la région de Sydney, depuis 1980 on utilise l'expression *On-site Stormwater Detention* (Stockage de l'eau sur site, OSD) pour parler des ouvrages de stockage à la parcelle (O'Loughlin et al., 1995; UPRCT, 2005).

Une autre expression que nous avons déjà rencontrée — plus récente, car elle commence à être utilisée dans les années quatre-vingt-dix — est l'expression britannique SUDS (SUStainable Drainage Systems, ou Sustainable Urban Drainage Systems; section 2.3), qui met l'accent sur la *durabilité* de cette forme d'assainissement (Faulkner, 1999; Andoh et Iwugo, 2002).

A partir de 1990, une nouvelle vague de définitions commence à se répandre, ne se focalisant plus sur les techniques ou les ouvrages individuels, mais sur leur intégration, entre elles, dans la planification et dans la ville. Nous allons traiter les deux expressions qui ont eu le plus de succès : *Water Sensitive Urban Design* (planification urbaine attentive à l'eau, WSUD) en Australie et *Low Impact Development* (aménagement à faible impact, LID) aux Etats-Unis.

Le *WSUD* apparaît au début comme un sujet de recherche (WSUD-RG, 1990), et devient ensuite (vers la fin des années quatre-vingt-dix, Wong (2006)) un principe reconnu par les instruments d'urbanisme des grandes agglomérations. Le principe central de l'approche définie par ce terme est la gestion intégrée de la ville et du cycle de l'eau, pour satisfaire l'ensemble des objectifs de qualité, contrôle des inondations, etc. (Lloyd, 2001; Wong, 2006). Le terme même met l'accent sur l'intégration de l'eau dans la ville, un aspect que nous avons vu émerger en France pendant la même période (section 2.1.3), mais surtout marque l'importance de la planification, de la prise en compte de l'eau dès le début du projet urbain. En effet, en participant et en analysant les comptes rendus des rencontres du *Joint Committee on Urban Drainage* sur le

17. Disponible sur le site de l'EPA : <http://www.epa.gov/npdes/stormwater/menuofbmps> (visite : août 2011).

18. Ces informations proviennent d'une intervention de William Hunt, de la North Carolina State University, à la réunion du groupe de travail SOCOMA (SOURCE Control for stormwater MANAGEMENT, www.graie.org/SOCOMA/, dernière consultation le 17/04/2012) à l'occasion de l'ICUD 2011.

WSUD¹⁹, on remarque que l'attention des chercheurs impliqués est beaucoup plus tournée vers une diffusion de l'idée de WSUD auprès des aménageurs, des urbanistes et des collectivités, que vers les aspects hydrologiques et techniques de l'assainissement.

L'expression *LID* semble avoir été utilisée pour la première fois en 1997 dans le Maryland, où la *Prince George's County* adopte un « LID manual » pour réduire les flux de polluants des nouvelles urbanisations²⁰ (Redman/Johnston Associates, 1998; Weinstein et Coffman, 2001). L'expression implique l'usage, dans la réalisation d'un *development* (aménagement, mais aussi lotissement) d'un ensemble de TA et de méthodes de planification pour prendre en compte les eaux pluviales, exactement comme pour le WSUD. Le LID intègre aussi, généralement, l'idée de déconnexion des surfaces imperméables que nous avons abordée dans le chapitre 1 (Liaw et al., 2000). La différence avec le WSUD, au niveau terminologique, est qu'ici l'accent est mis sur la réduction des impacts de l'urbanisation, plus que sur les aspects d'intégration urbaine. On pourrait observer que les deux termes WSUD et LID semblent indiquer des échelles d'applications différentes : le WSUD évoque la ville dans son ensemble, tandis que le LID le lotissement, l'opération d'aménagement. Finalement, si on regarde les applications, les deux approches apparaissent très similaires.

Nous avons vu les termes courants utilisés dans la littérature scientifique et technique pour désigner les TA et le CS. Dans un souci d'exhaustivité il faut remarquer qu'aux Etats-Unis, où l'on observe un rôle des collectivités locales dans l'élaboration des politiques d'assainissement pluvial au moins aussi importante qu'en France (Nolon, 2002), il existe un grand nombre de termes utilisés localement, tels *smart growth*, *natural drainage systems*, *onsite stormwater management*, *green design strategies*, etc. La page relative au LID sur le site de l'EPA²¹ en cite un certain nombre. D'ailleurs, hormis les pays anglophones (le Canada, par exemple, adopte la terminologie BMP/LID, Zimmer et al. (2007)), d'autres pays ont développé des terminologies spécifiques : en Italie, où la diffusion des TA est moindre, le terme anglais BMP est souvent utilisé par les chercheurs, à côté de certains noms d'ouvrages spécifiques inspirés de la tradition hydraulique du pays (e.g. *vasche di prima pioggia*, ou bacs de première pluie).

19. Il s'agit d'un groupe de travail du Joint Committee on Urban Drainage (JCUD) de l'International Water Association (IWA) et de l'International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR) qui regroupe des chercheurs travaillant sur le WSUD. Les comptes rendus sont disponibles sur le site <http://www.shef.ac.uk/wsudwg/wsudwg/minutes>, dernière consultation le 17/04/2012.

20. Ici comme ailleurs, on remarquera qu'aux Etats-Unis la préoccupation principale semble être la pollution des milieux récepteurs. Ceci n'est vrai qu'en partie : à l'échelle des villes les soucis de débordements sont aussi présents que dans les autres pays. Cependant, la plupart des communications américaines sur l'assainissement pluvial provient de l'EPA. Or, les compétences de cette agence fédérale ne couvrent que l'état du milieu récepteur (en analogie avec le rôle de l'ONEMA en France), lorsqu'il passe des frontières entre les Etats. D'ailleurs, le type d'urbanisation diffuse (*sprawl*) répandu aux Etats-Unis a des effets plus évidents au niveau du milieu récepteur (petites rivières en particulier) que sur les débordements, limités aux urbanisations denses. Un rapport très complet sur l'assainissement aux Etats-Unis est celui de Heaney et al. (1998).

21. De <http://www.epa.gov/npdes/stormwater/menuofbmps/postconstruction> poursuivre sur Low Impact Development (visite : août 2011).

2.5.3. Le contrôle à la source

L'expression *contrôle à la source*, ainsi que son homologue anglais *source control*, commence à être employée vers 2000. En consultant les actes des conférences Novatech, on remarque qu'en 1998 un seul auteur utilise ce terme (Sansalone), en relation à la réduction des polluants dans le ruissellement. Lors de l'édition suivante, en 2001, plusieurs auteurs y font référence : Andersen et Schilling; Brown et Ryan; Caramori et Goldenfum; Davies et al.; McManus; Smith; Vaes et al.; Weinstein et Coffman. Le sens qui est attaché à l'expression est très général : elle sert à définir l'ensemble des ouvrages et méthodes pour contrôler à l'amont le ruissellement, approches tant structurelles (e.g. Vaes et al., 2001) que non-structurelles (e.g. Smith, 2001). Encore une fois, peut-être à cause des différences entre France et Etats-Unis, l'usage américain de l'expression est plus lié aux flux de polluants que l'expression française, centrée sur le ruissellement.

Comme nous l'avons anticipé dans l'introduction, l'usage de cette expression, en France, est double : d'une part, il est utilisé en tant que synonyme de TA (e.g. « la gestion des eaux pluviales en milieu urbain, pour laquelle des techniques de contrôle à la source sont de plus en plus utilisées [...] » (Martin et Legret (2005))), d'autre part il revêt un sens plus général, car il désigne les principes de fonctionnement des TA ainsi que la stratégie d'assainissement qu'elles matérialisent (e.g. « Le contrôle à la source suppose d'infiltrer sur place et pas seulement de stocker les eaux pluviales [...] » (Carré et al. (2010a));).

Le mot clé dans cette expression est celui de *source*. On a vu que ce mot souligne qu'il s'agit d'une stratégie d'assainissement *amont, avant le réseau*, mais il exprime aussi un fonctionnement : on ne travaille pas sur la gestion du ruissellement (c'est la tâche du réseau et des grands bassins), mais au niveau de sa formation, en modifiant le chemin de l'eau, en mettant en valeur l'infiltration et les autres pertes (au sens de la transformation pluie-débit). En outre, l'usage du mot *gestion* permet d'intégrer les « techniques non-structurelles » qui, très représentées à l'étranger (voir, plus haut, le discours sur les BMP aux USA), demeuraient difficilement classables en France.

Pourquoi, en 2000, introduit-on cette nouvelle expression ? Nous avons déjà remarqué que la conception du réseau avait évolué depuis 1985 : l'abandon du principe d'évacuation rapide du tout-au-réseau est désormais assimilé, et le stockage en réseau ou dans des bassins couplés au réseau (i.e. contrôlés conjointement) est devenu normal. La définition des techniques *alternatives* au réseau, ne pouvait dès lors rester la même sans ambiguïté. C'est bien pour définir l'ensemble des ouvrages d'assainissement à l'amont et hors de la gestion technique centralisée du réseau, que l'on commence à employer l'expression de *contrôle à la source*. Mais ce n'est pas tout. Comme pour le WSUD ou le LID, la recherche d'une expression pour désigner la stratégie, et non pas les ouvrages individuels (même si dans l'usage courant ces deux aspects se superposent)

témoigne de la nécessité de définir *l'ensemble des TA* sur un territoire. Même si cela reste encore implicite, il s'agit d'une première reconnaissance de la question de la coordination des TA, vues comme les éléments d'un système plus grand.

Parmi les synonymes employés dans la pratique, on trouve *gestion à la source*, *gestion à l'amont* et *gestion à la parcelle*. Tandis que les deux premiers n'introduisent pas de nouveauté, *gestion à la parcelle* fait apparaître l'échelle : agir sur la formation du ruissellement demande de traiter les eaux pluviales « au plus près de leurs lieux de production et le plus ponctuellement possible » (CERTU, 2003, p.49), et donc au niveau des surfaces urbaines élémentaires : les parcelles. Même si cette idée n'est pas une nouveauté dans le domaine des TA, elle met l'accent sur la distinction entre les ouvrages de « grande échelle », souvent publics, qui drainent des surfaces importantes, et ceux de « petite échelle », implantés dans des espaces privés.

2.6. Conclusion : évolution de l'assainissement et contrôle à la source

Dans ce chapitre nous avons retracé brièvement l'histoire récente de l'assainissement pluvial pour comprendre comment on est arrivé aux conditions actuelles de développement du contrôle à la source. En particulier, nous avons centré l'analyse sur les préoccupations (sanitaires, urbaines, environnementales, sociales, institutionnelles) qui ont été les moteurs de cette évolution. Une approche similaire a été utilisée par (Roy et al., 2008), qui mettent à jour l'analyse de McCuen et al. (1983) reportée au début de ce chapitre (voir les figures 2.1 et 2.4).

La principale différence entre notre analyse et celle de Roy et al. est que ces auteurs cherchent de mettre en valeur les vertus du WSUD : la figure 2.4 montre que l'introduction du WSUD dans les années quatre-vingt-dix a permis d'élargir le champ des objectifs de l'assainissement dans les années deux mille. Au contraire, notre analyse s'intéresse aux raisons du développement du CS, et la lecture que nous pouvons faire des relations de causalité en conclusion de ce chapitre est inversée : c'est l'élargissement progressif des objectifs attribués à l'assainissement (dont une large partie peut être regroupée sous le chapeau du développement durable) qui porte à développer des nouvelles réponses techniques.

Deux autres idées émergent de ce chapitre.

La première est que l'assainissement, comme la ville, n'est pas repensé *ex novo* dès qu'une exigence nouvelle apparaît, mais qu'il est le résultat de la stratification des approches successives. Aujourd'hui, la configuration la plus classique est celle d'un centre-ville proche de l'exutoire et doté d'un réseau unitaire. Autour et à l'amont, les urbanisations plus récentes sont normalement équipées d'un réseau séparatif, et

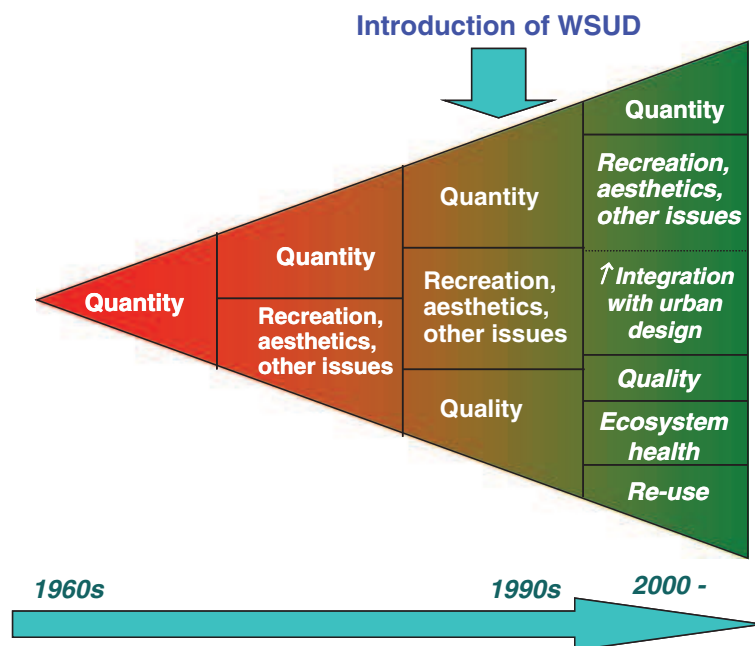


FIGURE 2.4.: Evolution des objectifs de la gestion des eaux pluviales urbaines d'après Roy et al. (2008).

parfois de bassins de stockage plus ou moins volumineux. A l'échelle des parcelles se développent les TA.

Après presque deux siècles d'assainissement par réseaux, le parcours actuel de l'eau en ville est donc assez standardisé : il commence par un bref écoulement en surface, avant de rejoindre dans la majorité des cas un réseau qui, parfois après plusieurs kilomètres, le conduit à une station d'épuration ou directement au milieu récepteur. Le système d'assainissement est donc une combinaison entre un contrôle à la source à l'amont et un réseau classique à l'aval. L'étude globale du système d'assainissement doit donc coupler l'analyse du fonctionnement de ces deux sous-systèmes. Cette approche sera reprise dans la modélisation hydrologique que nous développerons dans la partie III.

La deuxième idée concerne l'évolution des stratégies de gestion des eaux pluviales. Jusqu'aux années soixante-dix, la stratégie du « tout-au-réseau » (évacuation rapide et totale des eaux) était appliquée systématiquement. A partir de cette époque de grands bassins ont été construits avec l'objectif d'optimiser le fonctionnement du réseau, amenant à l'abandon du principe de l'évacuation rapide : on pourrait appeler cette nouvelle stratégie d'assainissement le « tout-au-réseau-mais-lentement ». Aujourd'hui, l'infiltration devient une option d'assainissement reconnue. On ne veut plus acheminer toute l'eau vers l'aval, et une partie de celle-ci doit être gérée localement. On abandonne aussi le principe de l'évacuation totale, ce qui devient l'essence de la stratégie « contrôle à la source ». Nous verrons dans le chapitre suivant si et comment les politiques de CS, et en particulier les réglementations de rejet, s'inscrivent dans cette évolution des stratégies.

Chapitre 3.

Analyse de la diffusion du contrôle à la source en France

Nous avons vu, dans le chapitre 2, que pendant longtemps TA et CS n'ont été utilisés que par un ensemble relativement restreint de collectivités territoriales pionnières, contraintes par leur contexte géographique, climatique et urbain, de trouver une nouvelle solution pour l'assainissement pluvial. Cela n'est plus le cas aujourd'hui : de plus en plus de collectivités adoptent des politiques de CS. Cette diffusion du CS est difficile à étudier et à décrire, en raison de la variété des instruments disponibles et de la décentralisation évoquée dans la section 2.4 : les collectivités se saisissent plus ou moins rapidement de la question des eaux pluviales, et se dotent de politiques plus ou moins sophistiquées. En l'absence d'un organisme centralisateur, on ne dispose pas de recensements exhaustifs de ces politiques, et il est impossible d'en avoir une vision d'ensemble exhaustive¹. Pourtant, cette vision d'ensemble nous semble un point de départ nécessaire pour caractériser le CS aujourd'hui.

Dans cette perspective un recensement des réglementations de rejet en France a été mené sur 43 éléments. Le choix de concentrer notre analyse sur les réglementations de rejet est expliqué dans la section 3.1, mais nous pouvons en anticiper la motivation principale : les réglementations de rejet sont, parmi tous les instruments à disposition des collectivités pour mettre en place une politique de CS, ceux qui sont les plus à même, grâce à leur caractère contraignant, d'obtenir une diffusion systématique des TA sur le territoire. Nous verrons aussi, dans cette section consacrée aux instruments, que les réglementations, suivant leur échelle territoriale, peuvent avoir des fonctions différentes.

Le recensement de ces réglementations est présenté dans le tableau 3.1, et il est précédé par une explication de la méthodologie que nous avons employée pour le réaliser (section 3.2). La section 3.3 contient une analyse quantitative des données recueillies,

1. Le premier recensement entrepris par les services de l'Etat est en cours dans le cadre d'une opération de recherche du Réseau Scientifique et Technique du Ministère en charge de l'écologie, et ne compte que 20 collectivités (J.-F. Deroubaix, 2011, *comm.pers.*).

qui nous permet de saisir quelques tendances de la diffusion du CS aujourd'hui.

A la fin de ce chapitre (section 3.4) nous montrerons, à l'aide d'exemples, comment cette diffusion du CS a lieu dans d'autres pays et mettrons en évidence les nombreuses similitudes, mais aussi les différences entre des contextes géographiques et urbanistiques très variés.

Nous concluons en remarquant à quel point le CS apparaît être une tendance de fond et de long terme dans la gestion des eaux pluviales.

3.1. Les instruments de la diffusion des TA et du CS

Pour mettre en œuvre une politique de CS, les collectivités ont à leur disposition un grand nombre d'instruments, qui peuvent être regroupés en deux catégories : contraignants et incitatifs. Les premiers obligent le propriétaire d'une parcelle à contrôler ses eaux pluviales, tandis que les seconds lui permettent ou l'aident à le faire, sans que cela soit imposé².

Les instruments contraignants sont principalement les réglementations qui imposent des limites à la quantité d'eau pluviale qu'il est possible de rejeter dans le réseau d'assainissement ou dans le milieu récepteur (*réglementations des rejets*). En général, ces instruments ne « commandent » pas de choix de TA particulières, même si des exceptions peuvent exister (e.g. la réglementation de Sydney, O'Loughlin et al. (1995) ; nous ne connaissons pas d'exemples français). A l'extrême de cette catégorie se trouvent les réglementations « zéro-rejet » qui imposent, en théorie, de ne pas se connecter au réseau. Certains instruments « économiques » comme la taxe pluviale (CERTU, 2010) et, où ils ont été testés, les marchés de crédits (Parikh et al., 2005), peuvent être considérés comme contraignants dans la mesure où, en l'absence de TA, le propriétaire est obligé de s'acquitter de la taxe ou de procéder à l'achat de crédits. En France l'introduction récente de la taxe pluviale ne permet pas encore de savoir si et comment elle sera appliquée par les collectivités, et en particulier si et comment elle sera utilisée pour encourager la réalisation de TA.

D'autres instruments économiques, tels les subventions à la réalisation de TA, sont des instruments incitatifs. Des exemples sont fournis par les aides de l'Agence de l'Eau Seine-Normandie (Aires et Cavailles, 2009) ou du Département des Hauts-de-Seine (Gendreau et al., 2007; CG92, 2010). La formation des acteurs, la communication sur les TA et sur leurs avantages, la publication de guides techniques (e.g. DDE Seine-Maritime, 2007) sont d'autres actions qui facilitent la mise en place des TA sans

2. Nous ne faisons pas de distinction, ici, entre public et privé, même si des différences peuvent s'appliquer dans les deux cas.

les imposer. Enfin, l'aide à la maîtrise d'œuvre fournie par les services techniques des collectivités représente un autre instrument incitatif.

En général, ces instruments ne sont presque jamais appliqués indépendamment les uns des autres : quand une collectivité met en place une politique de CS, elle le fait en mobilisant un ensemble d'instruments. La Seine-Saint-Denis, par exemple, non seulement réglemente les rejets, mais encore fournit un support technique aux aménageurs, organise des conférences pour afficher et promouvoir les bonnes pratiques, etc. (sec. 6.1). Cependant, lorsqu'elle est présente, la réglementation des rejets est au centre des politiques de CS, car elle oblige tout aménageur à prendre en compte les eaux pluviales dans son projet. Roy et al. (2008) remarquent que l'absence d'une contrainte limite la capacité de promouvoir une mise en place *systématique* des TA dans un bassin versant : ils observent que, sans une réglementation, on peut réaliser d'excellents exemples de TA au niveau d'aménagements pilotes, mais cette pratique se généralise difficilement à l'ensemble du bassin.

Ce constat d'une opposition entre instruments contraignants, qui portent à une application systématique des TA, et instruments incitatifs, qui portent à une application clairsemée, peut être interprété dans la perspective des effets hydrologiques. Les instruments incitatifs pourront produire un comportement hydrologique du bassin versant « hybride » entre celui d'un bassin urbanisé avec des TA et celui d'un bassin urbanisé « normalement ». Au contraire, dans le cas des instruments contraignants, le comportement hydrologique du bassin versant sera, au moins dans le long terme, déterminé par la réglementation qui aura été appliquée. D'un point de vue hydrologique, donc, l'étude des réglementations de rejet a une importance prioritaire, tant théorique que pragmatique, par rapport à l'étude des instruments incitatifs. C'est sur la base de ce rôle central des instruments contraignants au sein des politiques de CS, tant au niveau de leur application, qu'à celui de leurs effets hydrologiques, que, dans la suite de la thèse, nous allons focaliser notre attention sur les réglementations de rejet. Nous avons choisi de ne pas prendre en compte les instruments contraignants économiques (i.e. la taxe pluviale) en raison de l'absence de toute information sur les modalités concrètes de leur application en France³.

On peut souligner, avant de nous concentrer sur l'analyse des seules réglementations de rejet, que le rôle des instruments incitatifs n'est pourtant pas marginal : les réglementations et les autres instruments contraignants, pour être efficaces, doivent conserver une certaine simplicité et imposer une obligation de résultat. Or, la variabilité des TA et la multiplicité d'objectifs des politiques de CS se traduisent difficilement en une contrainte simple à formuler. Pour cette raison, les différents instruments incitatifs sont très utiles dans l'orientation que les pouvoirs publics entendent donner

3. Cependant, nous savons que d'autres recherches se focalisent aujourd'hui sur ce point : en particulier les chercheurs participants à l'opération du Réseau Scientifique et Technique du Ministère en charge de l'écologie que nous avons citée plus haut, se posent la question de l'intégration de la taxe pluviale avec les réglementations de rejet déjà en place.

aux politiques de CS, et donc au final dans le choix des techniques par les aménageurs. En reprenant l'exemple de la Seine-Saint-Denis, lorsque le Département a souhaité promouvoir les techniques de stockage « à ciel ouvert » par rapport aux bassins enterrés, il l'a fait en créant des aménagements exemplaires, en communiquant sur le sujet et en faisant de l'aide à la maîtrise d'œuvre, sans modifier sa réglementation. Le Département des Hauts-de-Seine, de la même façon, à côté d'une réglementation des rejets, incite par des subventions à la réalisation de certaines TA (sec. 6.2 ; CG92, 2010).

3.1.1. Les instruments réglementaires

Les réglementations des rejets peuvent être inscrites dans plusieurs documents et, en particulier, elles peuvent apparaître tant dans des documents de gestion de l'eau et du milieu aquatique que dans des documents de planification d'urbanisme et d'aménagement du territoire. Même si nous ne nous intéressons pas directement à la formulation des réglementations, mais plutôt à leur contenu, il est important de faire le point sur les principaux instruments qui peuvent les contenir et de distinguer ceux qui portent directement à une application systématique dans les opérations d'aménagements et ceux qui n'ont qu'un effet indirect ou partiel. Pour la description des différents documents, ce paragraphe se base principalement sur l'ouvrage du GRAIE « Guide pour la prise en compte des eaux pluviales dans les documents de planification et d'urbanisme » GRAIE (2009).

Les deux principaux documents de planification dans le domaine de l'eau qui peuvent contenir des réglementations des rejets sont les SDAGE (Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux) et les SAGE (Schémas d'Aménagement et de Gestion des Eaux). Tandis que les premiers se placent à l'échelle des districts hydrographiques, les seconds sont élaborés plus localement, en principe à l'échelle des bassins versants. Des exemples⁴ de SDAGE contenant des réglementations de débit sont les SDAGE Loire-Bretagne et Seine-Normandie ; pour les SAGE on peut prendre l'exemple de l'Arc. Ces instruments s'appliquent à des échelles relativement grandes, et les réglementations prévues à ces échelles n'acquièrent de valeur réellement contraignante que lorsqu'elles sont « retraduites » à une échelle plus petite⁵. Cette application limitée des instruments à grande échelle est bien résumée par le GRAIE (2009) : « *Mais on ne perdra pas de vue que l'efficacité des [outils de gestion de l'eau :*

4. Tous les exemples que nous présentons peuvent être retrouvés dans la prochaine section et, en particulier, dans le tableau 3.1.

5. Une exception est celle des aménagements pour lesquels une déclaration ou une autorisation au sens de la Loi sur l'Eau est nécessaire (surface de l'opération plus surface du bassin versant intercepté supérieure à 1 ha pour la déclaration, à 20 ha pour l'autorisation, articles L214-1 à L214-6 du Code de l'Environnement). Dans ce cas même les SDAGE et les SAGE sont appliqués directement, ainsi que les éventuels documents préparés à cet effet. Un exemple de ces documents est le guide préparé par la DISE (Délégation InterServices de l'Eau) de Seine-Maritime. Par contre, les aménagements de cette taille ne couvrent, généralement, qu'une partie limitée du bassin versant.

SDAGE, SAGE,...] sera confortée, renforcée, si la problématique est retranscrite dans les outils d'aménagement du territoire et d'urbanisme ».

A une plus petite échelle, mais toujours dans le domaine de l'eau, on trouve les règlements d'assainissement (par exemple celui du Syndicat de la Vallée de l'Orge Aval, le SIVOA) et les zonages pluviaux (e.g. Paris), qui peuvent être associés au Plan Local d'Urbanisme (PLU). Dans la plupart des cas, la mise en place de TA dans les aménagements fait suite à une préconisation lors des permis de construire (e.g. en Seine-Saint-Denis), ou des autorisations de branchement au réseau d'assainissement (e.g. SIVOA). Dans le premier cas, le document qui est consulté *systématiquement* est le PLU, tandis que dans le deuxième c'est le règlement d'assainissement. Suivant les choix des différentes collectivités, les deux instruments peuvent aussi être interconnectés (e.g. Rennes).

Il existe aussi des instruments à des échelles intermédiaires comme les schémas directeurs d'assainissement : pour donner un exemple, dans la petite couronne parisienne, la compétence assainissement est partagée entre communes (en charge de la collecte des eaux), Départements (transport) et SIAAP (transfert vers les stations d'épuration et traitement). Les Départements (et le SIAAP) peuvent élaborer ces schémas directeurs et poser des contraintes applicables lors des demandes de branchement sur leurs réseaux. Mais ces contraintes ne sont directement applicables que pour les branchements au réseau départemental, et pas pour les branchements sur les réseaux communaux, même s'ils se trouvent à l'amont et acheminent les eaux vers le réseau départemental. C'est pour cette raison que les Hauts-de-Seine (section 6.2) et la Seine-Saint-Denis (section 6.1) mettent en place des stratégies pour que les communes adoptent des instruments propres, compatibles avec ceux départementaux. Cette situation peut aussi être observée dans certains syndicats où les communes disposent d'une certaine liberté dans l'application et l'adaptation des règlements d'assainissement édités par les syndicats.

3.1.2. Les échelles des réglementations

La revue des instruments réglementaires fait apparaître une diversité des rôles et une *subsidiarité* des instruments aux différentes échelles : les documents à l'échelle locale sont susceptibles de porter à une mise en place directe et systématique des TA sur un territoire, c'est à dire à une *application* du CS. Au contraire, les instruments à une échelle « régionale » ne sont pas appliqués directement, mais leur importance est dans le fait que les documents à des échelles plus petites doivent être rendus compatibles avec ceux d'échelle supérieure⁶ : les instruments à l'échelle régionale contribuent donc à la *diffusion* du CS.

6. Dans certains cas, cette obligation prévoit même une date limite de mise en conformité (pour les SDAGE 2010-2015, le 31 décembre 2012).

Cette subsidiarité des instruments peut se concrétiser, dans certains cas, par une superposition de réglementations différentes : elle permet donc d'expliquer une partie des hétérogénéités dans les réglementations que nous avons relevées dès l'introduction de cette thèse (figure 1). Les hétérogénéités entre instruments à différentes échelles peuvent, alors, soit se résoudre avec la mise en conformité des instruments à l'échelle locale avec ceux à l'échelle régionale, soit être considérées comme acceptables : c'est le cas du SDAGE Seine-Normandie, qui prévoit explicitement que la limitation de débit qu'il impose ne soit valable que dans l'absence d'une « doctrine locale » (section 6.6).

D'autres hétérogénéités peuvent cependant être dues à la superposition de réglementations à la même échelle. On nous a rapporté l'exemple (*Lehoucq, 2011*) d'une ZAC en bord de Seine pour laquelle le rejet direct dans la rivière (administrativement contrôlé par le Service de Navigation de la Seine, SNS, qui à l'époque imposait un débit de fuite de $2\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$) était plus compliqué et cher à réaliser que le rejet vers le réseau départemental des Hauts-de-Seine, avec un débit limité à $10\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$, qui finalement rejoignait la Seine. Du point de vue de l'assainissement, cette situation était un contre-sens, car elle portait à augmenter les débits dans le réseau sans aucune raison pratique. Par conséquent, Département et SNS entamèrent une négociation qui amena à redéfinir de façon plus cohérente les différents débits réglementaires (section 6.2). Cet exemple montre bien les difficultés de mettre en cohérence des réglementations superposées.

En conclusion, nous avons vu la diversité des documents qui peuvent contenir des réglementations de rejet, et la variété des échelles auxquelles ces réglementations peuvent être élaborées et mises en œuvre. Nous avons également pointé l'existence de problèmes liés à la superposition des échelles institutionnelles qui peuvent compliquer la mise en place de réglementations cohérentes et efficaces (voir aussi *Chouli, 2006*). Cependant, on peut considérer que ces problèmes ne sont pas insurmontables : l'organisation d'une subsidiarité entre les instruments existants, par la négociation entre les collectivités, mais aussi par la création de syndicats intercommunaux ou d'autres institutions *ad hoc*, peut constituer une solution.

3.2. La diffusion du CS : recensement des réglementations

Nous nous proposons de faire le point sur la diffusion actuelle des réglementations de rejet, et d'en identifier les principales caractéristiques. L'objectif d'un tel travail est de disposer d'un premier inventaire des réglementations mises en place alors que, comme nous l'avons noté dans l'introduction de ce chapitre, il n'existe pas de recensement officiel. Nous avons donc essayé de rassembler les réglementations dont

nous avons pu prendre connaissance (tableau 3.1). Nous présentons, tout d'abord, la méthodologie et les limites de cette opération de recensement.

Des compilations partielles ont été réalisées récemment dans le cadre de travaux dont les objectifs étaient toutefois différents des nôtres. Gérolin (2008) a étudié l'intégration des *niveaux de service* (CERTU, 2003) des systèmes d'assainissement dans les politiques locales, en s'appuyant sur un recensement des réglementations de rejet suivant les échelles (SDAGE, doctrines régionales/départementales, politiques locales). Savary (2010, *non publié*), dans une réflexion proche de la notre, remarque que l'application d'un débit de fuite en limite des parcelles est désormais une pratique courante dans des nombreuses collectivités, et se pose la question de la manière dont la valeur de cette limite est choisie. Avec un propos analogue, Guelzim (2007) recense et analyse un certain nombre de réglementations. Enfin, le guide du GRAIE auquel nous avons fait référence dans la dernière section (GRAIE, 2009), sans présenter un recensement des réglementations, en contient des nombreux exemples.

Méthodologie

Nous nous sommes basés sur ces quatre travaux pour élaborer notre propre liste, en la complétant. La première opération que nous avons accomplie a été d'analyser les différents champs qui avaient été renseignés par les différents auteurs, afin d'en sélectionner un sous-ensemble ayant deux caractéristiques : la pertinence par rapport à notre objectif principal (i.e. disposer d'un cadre des réglementations en France pour en étudier la phénoménologie) et la possibilité de les renseigner à partir des études précédentes. Nous avons, sur cette base, retenu sept champs :

Collectivité. Ce champ contient la référence géographique permettant d'identifier le territoire soumis à la réglementation. Ce n'est pas toujours celui d'une collectivité locale *stricto sensu*, car dans certains cas la prescription provient des services de l'Etat (e.g. DIREN, MISE) ou d'un document de planification (e.g. SDAGE).

Région. Ce champ situe le territoire soumis à la réglementation dans une des trois régions pluviométriques définies par l'IT 77/284. Il n'était renseigné dans aucun des travaux précédents, mais nous avons décidé de l'ajouter parce qu'il permet de situer, approximativement, les réglementations par rapport à un contexte pluviométrique, et pas uniquement géographique.

Echelle. Ici encore dans le but d'insérer chaque réglementation dans son contexte, ce troisième champ donne une indication synthétique de la taille du territoire auquel elle s'applique. Nous avons choisi une classification en 5 valeurs, correspondant aux principaux niveaux observés dans les travaux précédents : communal, intercommunal, départemental, régional, district hydrographique (au sens des SDAGE). Comme pour le champ *région*, le champ *échelle* n'était pas renseigné par les travaux précédents.

Actions prioritaires. Gérolin (2008) renseigne, dans son analyse, un champ *actions prioritaires à envisager par le pétitionnaire* : c'est notamment à ce titre que la plupart des réglementations recensées introduisent une prescription d'infiltration. Puisque un des points clés de notre analyse est le rôle de l'infiltration dans les réglementations de CS, nous avons décidé d'introduire ce champ dans notre recensement. Pour les collectivités reprises de Gérolin (2008), les renseignements sont maintenus (avec regroupement éventuel des informations redondantes) ; pour les autres nous avons récupéré, pour renseigner ce champ, les documents réglementaires originaux, là où cela a été possible, ou laissé le champ non-renseigné.

Débit de fuite. Ce champ représente l'élément qui caractérise la grande majorité des réglementations recensées ; il est présent dans toutes les études prises en compte. Nous avons choisi, en particulier par rapport à Gérolin (2008), de synthétiser au maximum l'information : seuls le(s) débit(s) de fuite sont renseigné(s), sans spécifier les conditions d'application ou les critères pour le choix entre une valeur ou une autre (e.g. « selon zonage pluvial », « selon l'occupation initiale », etc.). Ce choix est motivé par le fait que, dans cette partie de la thèse, nous cherchons à reconstituer un cadre d'ensemble, tandis que les détails dans le développement des politiques seront traités dans la partie II.

Période de retour. Ce champ, renseigné dans toutes les études précédentes, est important pour la définition cohérente d'un débit de fuite. Cette information est intéressante, dans notre analyse, comme indicateur d'un positionnement par rapport aux références classiques de l'assainissement (e.g. IT 77/284).

Dimensionnement. Comme le précédent, ce champ témoigne d'un positionnement par rapport à l'instruction technique et aux autres références. Comme pour les actions prioritaires, il n'a pas été renseigné par tous les auteurs.

Il faut signaler qu'un autre champ avait été envisagé : la date d'adoption de la réglementation. Une telle information aurait permis de mieux dater le développement des politiques et l'évolution des types de réglementation. Mais nous avons dû abandonner cette idée en raison de la difficulté à renseigner un tel champ : les études prises en compte ne le reportaient pas, et même dans les documents originaux consultés directement il est souvent difficile de repérer une date de première adoption. Même quand les documents réglementaires sont datés, on ne peut en général pas distinguer entre une nouvelle politique ou la poursuite d'une politique préexistante. La raison de cette difficulté de datation est que les réglementations sont l'aboutissement d'un processus évolutif d'innovation technique, qui apparaîtra lorsque, dans la partie II, nous pourrons utiliser les témoignages des acteurs pour reconstruire l'histoire des politiques de CS dans quelques collectivités.

L'analyse du recensement (section 3.3) sera basée, avant tout, sur la distribution des différentes caractéristiques (*actions prioritaires*, *débit de fuite*, *période de retour*,

dimensionnement). Nous allons ensuite chercher à établir une corrélation entre les débits de fuite et les éléments de contexte (*région, échelle*).

Cette démarche, si elle nous permet de saisir des tendances du développement actuel du CS, présente toutefois un certain nombre de limites qu'il est important de signaler :

Exhaustivité et représentativité. Evidemment, un tel recensement ne peut pas être complet. Le nombre très élevé de collectivités ayant des compétences d'assainissement pluvial et la variété des documents de planification pouvant contenir des prescriptions en ce sens (voir GRAIE, 2009) empêchent d'être exhaustifs. En outre, aucune des études sur lesquelles nous nous sommes basés ne précise les critères de choix retenus pour sélectionner les réglementations, et nous n'étions donc pas en mesure de préciser la représentativité de notre échantillon. Par conséquent, les résultats sur les fréquences des différentes caractéristiques des réglementations peuvent être biaisés. Cependant, ils donnent des informations significatives sur l'ensemble des cas de figure et sur l'étendue de la diffusion du CS.

Différences méthodologiques. Le fait de se baser sur différents travaux, ayant des finalités différentes et réalisés par des personnes différentes, peut avoir des conséquences sur l'homogénéité des données. Dans les cas où nous avons eu des doutes sur les critères de recensement des autres auteurs que nous avons cités, ou quand le croisement des sources donnait des résultats incohérents (i.e. les différents auteurs fournissaient des informations discordantes sur une même collectivité), nous avons essayé dans la mesure du possible de revenir aux informations primaires.

Collectivité	Région ^a	Echelle ^b	Actions prioritaires	Débit de fuite ($l s^{-1} ha^{-1}$)	T (ans) ^c	Dimensionnement ($m^3 ha^{-1}$) ^d	Source ^e
C/A Pays de Montbéliard	2	IC	Infiltration	20	Non	Non	Ge,doc
Chartres Métropole	1	IC	—	1	—	—	Sa
CU Marseille	3	IC	Infiltration	Au cas par cas	—	—	Ge
CU Strasbourg	1	IC	Zéro-rejets	5	10	Pluie de 15' ($206 l s^{-1} ha^{-1}$)	Gu,doc
Grand Lyon	2	IC	Infiltration	5	20-100	Non	Ge
Grand Toulouse	2	IC	Infiltration (suite à étude)	Correspondant à imperm. de 20% ou 33%	20	IT77, Montana lo- caux	Ge,doc
Lille Métropole	1	IC	Infiltration ou rejet direct	2	10	Volumes, Montana locaux	Gu
Limoges Métropole	1	IC	Infiltration	25%,50% ou 100% débit naturel	10 ou 100	—	Ge,doc
SI du bassin de l'Arc (SABA)	3	IC	non	5	10	800	doc
SI de la Vallée de la Bièvre (SIABV)	1	IC	non	0,7	50	non	doc
SI de la Vallée de l'orge aval (SIVOA)	1	IC	Zéro-rejets	1	20	550	doc
Calvados	1	D	—	7 (variable)	—	—	Gu

(...)

Collectivité	Région ^a	Echelle ^b	Actions prioritaires	Débit de fuite (l s ⁻¹ ha ⁻¹)	T (ans) ^c	Dimensionnement (m ³ ha ⁻¹) ^d	Source ^e
DIREN Lorraine	1	R	Infiltration (toitures)	3	10	Simulation, méthode pluies	Ge
DIREN Poitou-Charentes	1	R	—	3 (variable)	—	—	Sa
MISE, Languedoc-Roussillon	3	R	Non	7 (variable)	Variable	1000 (indicatif)	Ge
SDAGE Loire-Bretagne	1	DH	—	3	—	—	Sa
SDAGE Seine-Normandie	1	DH	Infiltration	1 (ou doctrine locale)	—	Non	doc

Tableau 3.1.: Recensement des réglementations de rejet en France.

a. *Régions de pluviométrie homogène* selon l'IT 77/284.

b. Echelle : C = communale, IC = intercommunale, D = départementale, R = régionale, DH = district hydrographique.

c. Période de retour à prendre en compte pour le dimensionnement.

d. Dimensionnement : un ou plusieurs chiffres correspondent à un(des) volume(s) spécifique(s) de stockage en m³ par hectare *imperméabilisé*. *Pluie* indique la méthode des pluies, *volume* la méthode des volumes, *IT77* une référence à l'une des méthodes de l'IT 77/284 (pluies, volumes ou abaque) au choix, *simulation* l'usage d'un modèle.

e. Source : Gu = Guelzim (2007) ; Ge = Gérolin (2008) ; GR= GRAIE (2009) ; Sa = Savary (2010, *non publié*) ; doc = documents consultés directement, voire tableau 3.2.

— = Non Renseigné.

Collectivité	Source
Albi	www.mairie-albi.fr/dev_durable/assainissement/pluvial.html
Antibes	www.antibes-juanlespins.com/gestion-des-inondations/information-et-reglementation
Lançon de Provence	Notice explicative du zonage pluvial, commune de Lançon de Provence.
Bayonne-Anglet-Biarritz	www.agglolocotabasque.fr/vivre/environnement/assainissement.html
Bordeaux Métropole	lacub.fr/sites/default/files/PDF/services_proximate/assainissement/enquete_publique_2011/1_RAPPORT/RAPPORT_ZONAGE_%20ASSAINISSEMENT_CUB.pdf
CA Douaisis	Voir section 6.4.
CA Pays de Montbéliard	www.agglo-montbeliard.fr/index.php?id=432
CU Strasbourg	www.strasbourg.eu/environnement/assainissement/accueil?ItemID=924274913#schema
Grand Lyon	www.grandlyon.com/gestion-des-eaux-pluviales.3559.0.html
Grand Toulouse	www.grandtoulouse.org/jsp/fiche_article.jsp?CODE=80350885&LANGUE=0&RH=1232994999022&RF=EAUX_PLUVIALES
Limoges Métropole	www.agglo-limoges.fr/lm.nsf/OD6ECF8D07E90F50C12573E100556E4C/\$FILE/sch%C3%A9ma%20lettre5.pdf
SABA	http://www.saba-arc.fr/Les-documents-du-SAGE.html
SIAVB	http://www.siavb.fr/iso_album/reglement_d_assainissement_nouvelle_versioncomplet_2009.pdf
SIVOA	www.sivoa.fr/pdf/assainissement.pdf
DISE Seine-Maritime	dise.seine-maritime.agriculture.gouv.fr/article.php3?id_article=31
Hauts-de-Seine	Voir section 6.2.
Seine-Saint-Denis	Voir section 6.1.

Tableau 3.2.: Sources des documents consultés directement (dernière visite : août 2011).

3.3. La diffusion du CS : analyse

3.3.1. Les formes de réglementation

La forme de réglementation la plus répandue est la prescription d'un débit de fuite (36 sur 43, 84%, figure 3.1). Dans la majorité des cas, le débit préconisé correspond à une valeur unique (29/36, 81%), tandis que dans les autres (7/36, 19%) ce débit peut varier. Il faut remarquer que dans 7 cas sur les 29 valeurs uniques (24%), la valeur indiquée est une valeur de référence (indicatrice) ou une valeur par défaut (en l'absence d'une autre réglementation spécifique).

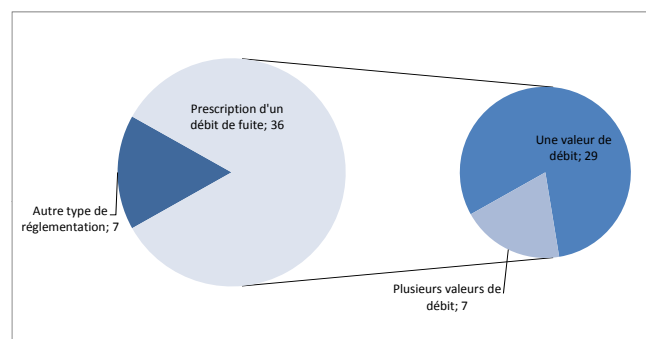


FIGURE 3.1.: Distribution des formes de réglementation (N=43).

Dans 6 cas sur 43 (14%) la réglementation impose un débit de fuite, mais qui n'est pas chiffré. Dans deux cas (Antibes, CU Marseille) la valeur est définie au cas par cas par les services de la collectivité, ce qui fait penser soit à une règle ou à un zonage non explicites, soit à une participation forte de ces services aux projets d'aménagement (dans le cas d'Antibes, il est indiqué que les services communaux calculent effectivement le débit de fuite au cas par cas, mais nous n'avons pas pu avoir confirmation de cette information). Dans les autres cas (4/43, 9%), le débit doit être calculé par rapport au débit naturel (Limoges, DISE Bas-Rhin/MISE Haut-Rhin) ou à un niveau donné d'imperméabilisation (Rennes, Grand Toulouse).

Dans un seul cas (Paris), aucune limitation des débits n'est prévue, et la contrainte réglementaire est constituée par une lame d'eau à infiltrer (ou évapotranspirer, comme nous verrons dans la sec. 6.5), variable suivant un zonage⁷.

7. Même si une telle prescription est prévue aussi par le guide du GRAIE (2009), nous n'avons pas eu connaissance d'autres collectivités l'appliquant.

Si on considère plus en détail le rôle de l'infiltration dans ces réglementations, on voit qu'elle est souvent indiquée comme prioritaire par rapport au stockage : sur les 28 réglementations pour lesquels les *actions prioritaires* ont été renseignées, 18 (64%) préconisent une infiltration (figure 3.2) :

- sans autres précisions (7/18, 39%) ;
- seulement après une étude préalable (Albi, Antibes, Lançon-de-Provence, Grand Toulouse, 4/18, 22%) ;
- en demandant l'infiltration des seules eaux de toiture (DISE Bas-Rhin/MISE Haut-Rhin, DIREN Lorraine, 2/18, 11%) ;
- en préconisant une infiltration totale des eaux (CA Douaisis, CU Strasbourg, SIVOA, 3/18, 17%) ;
- en suivant un zonage d'infiltration, sans quantification (Seine-Saint-Denis, 1/18, 6%) et avec quantification (Paris, 1/18, 6%) ;

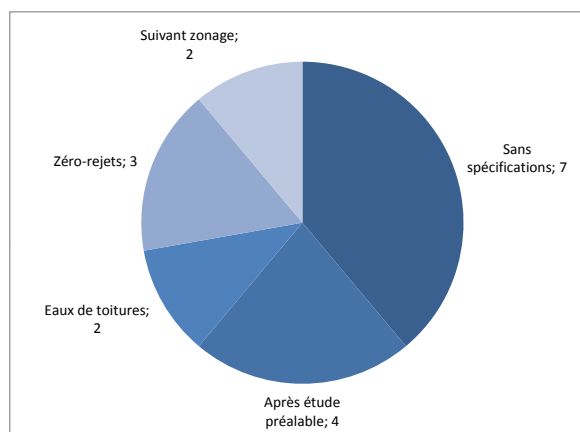


FIGURE 3.2.: Distribution des préconisations d'infiltration (N=18).

Dans tous ces cas l'infiltration est prioritaire. Cependant, deux approches de l'infiltration ressortent, évoquées dans la section 2.2 : dans la première approche, l'« infiltration seulement si... », des études préalables ou la limitation à une certaine catégorie d'eaux de pluie (toiture) sont exigés (33% des cas). Dans la seconde approche, l'« infiltration sauf si... », l'infiltration complète ou sauf contre-indications explicites (zonage) est retenue (29% des cas).

La première des deux logiques laisse la vérification de l'opportunité d'infiltrer (tests, sondages) aux aménageurs ou aux constructeurs. En substance, ces contraintes à infiltrer prioritairement peuvent devenir, en l'absence d'un contrôle strict de la part de la collectivité, de simples recommandations conduisant aux mêmes problèmes de mise en œuvre que les instruments incitatifs discutés plus haut (section 3.1).

Dans la seconde logique l'aménageur n'a pas à apporter la preuve des possibilités d'infiltration de ses eaux pluviales. Cependant, même dans ce cas, le recours aux solutions d'infiltration risque d'être contourné. Dans la majorité des cas où l'infiltration est prescrite (partout sauf à Paris et pour les trois « zéro-rejets »), elle n'est pas quantifiée en termes d'obligation de résultats tandis que le débit de fuite, même s'il constitue une dérogation à l'infiltration, est chiffré et conduit à un dimensionnement simple. Dans ce cas comme dans le précédent, s'il n'y a pas de définition stricte des procédures et des situations dans lesquelles on peut appliquer le débit de fuite dérogatoire, le choix entre infiltrer ou limiter le débit de fuite revient à l'aménageur. En l'absence d'une contrainte chiffrée sur l'infiltration, l'aménageur doit fournir un travail de justification importante, tandis que la limitation du débit peut reposer sur les méthodes « classiques » et couramment acceptées de l'IT 77/284.

En conclusion, même si l'infiltration est présentée comme prioritaire, tant que la seule contrainte chiffrée est celle portant sur les débits de fuite, le choix des acteurs de l'aménagement risque de se porter davantage sur les bassins de stockage que sur les ouvrages d'infiltration. Des exemples de telles décisions seront développés dans le chapitre 6.

De l'analyse des réglementations recensées dans le tableau 3.1, il ressort deux types majeurs de réglementations : celles centrées sur les débits et celles centrées sur les volumes à infiltrer. Les *réglementations de débit* comprennent aussi, de manière générale, celles prévoyant une infiltration non chiffrée. Les *réglementations de volume* comprennent les zonages d'infiltration chiffrés (dont le seul exemple que nous connaissons, du moins en France, est Paris) et le zéro-rejet, qui en est une version « extrême »⁸. L'injonction de construire des bassins de stockage, ainsi que le fait d'envisager l'infiltration comme secondaire, peuvent être envisagés comme des indices de la prédominance du référentiel du « tout-au-réseau-mais-lentement » (chapitre 2). A l'opposé, les réglementations de volume, comme nous le verrons dans le prochain chapitre, abandonnent le principe de l'évacuation *totale* des eaux pluviales, qui caractérise ce référentiel. L'analyse des avantages et des inconvénients de ces différents types de réglementations constituera l'objet du chapitre suivant, ainsi que de la partie III, mais nous pouvons pour l'instant souligner que les réglementations sur les débits sont largement majoritaires dans l'usage : 39/43 (91%).

3.3.2. La persistance des références « classiques »

En considérant maintenant la colonne des *temps de retour* (32/43 renseignés), on peut en analyser la distribution (figure 3.3). Dans 19 cas (59%) le dimensionnement

8. Il est aussi intéressant de signaler qu'il existe une réglementation (centrée sur les débits) qui prévoit le maintien d'un débit naturel pour un intervalle de période de retour entre 2 et 10 ans (DISE Bas-Rhin/MISE Haut-Rhin). Cette forme de réglementation, atypique en France, ressemble au standard américain (voir sec. 3.4).

doit se faire pour une pluie décennale : dans 13 cas uniquement (40%) et dans 6 en alternative ou en association à un autre temps de retour (19%). Dans 10 cas (31%) d'autres temps de retour sont indiqués, soit une seule valeur (8 cas, 25%) soit plusieurs (2 cas, 6%). Dans 3 cas (9%) aucun temps de retour n'est indiqué.

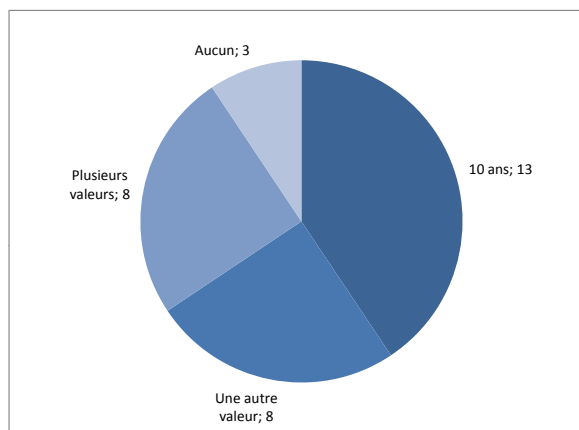


FIGURE 3.3.: Distribution des temps de retour préconisés (N=32).

Comme établi dans les sections 2.1.1 et 2.1.2, la pluie décennale est depuis au moins 1949 la référence pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement. Or, l'IT 77/284 insistait sur le fait que cette référence devait être adaptée au contexte. *La ville et son assainissement* (CERTU, 2003) reprend à son tour ce point de vue. Il est possible que la période de retour décennale soit effectivement, dans certains cas, le résultat d'un choix local. Cependant, le fait que plus de la moitié des réglementations recensées suivent ce standard (40% sans aucune modification) témoigne d'une forte persistance de cette quasi-norme auprès des services des collectivités, malgré les invitations à l'adapter au cas par cas.

On retrouve des références à l'IT 77/284 aussi dans le champ *dimensionnement* (25/43 renseignés, figure 3.4). Dans 7 cas (28%) aucune méthode n'est préconisée, dans 8 autres (32%) le volume spécifique de stockage est fourni directement (dans 3 cas de façon indicative), dans 1 cas (Strasbourg) c'est le débit spécifique d'entrée qui est fourni, et dans les 9 restant (36%) c'est une ou plusieurs méthodes de l'IT 77/284 qui sont préconisées (dans 5 cas seules, dans 4 autres en association avec la simulation ou un volume indicatif).

Même si les cas où l'IT 77/284 est évoquée directement ne sont pas la majorité absolue, il faut considérer que lorsque aucune méthode n'est préconisée, celles de l'instruction technique (méthode des pluies et méthode des volumes) ont de fortes

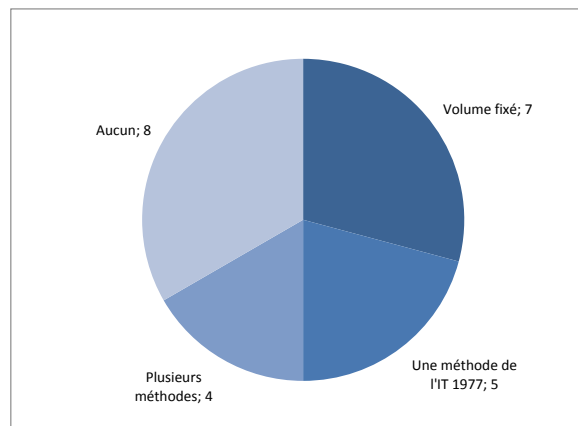


FIGURE 3.4.: Distribution des méthodes de dimensionnement préconisées (N=25).

chances d'être appliquées, et de la même façon, il est probable que lorsqu'un volume spécifique est fourni, il ait été calculé par les méthodes des pluies ou des volumes. Le guide méthodologique de la MISE et la DISE du Languedoc-Roussillon (CETE du Sud-Ouest, 2002), par exemple, préconise un volume indicatif de $1000 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1}$ mais, dans le texte, suggère d'utiliser les méthodes des pluies ou des volumes, ou même le recours à des modèles, pour une détermination plus fine (e.g. bassins en série). Cette persistance du référentiel historique dans les méthodes de dimensionnement est moins systématique que celle sur les périodes de retour. De plus, alors que des arguments sont évoqués contre l'utilisation généralisée de la pluie décennale, ceci n'est pas le cas pour les méthodes des pluies et des volumes. En effet, même *La ville et son assainissement* (CERTU, 2003) propose à son tour ces méthodes, en y ajoutant juste la recommandation d'utiliser des données pluviométriques locales (annexe B), et en suggérant de privilégier autant que possible la modélisation des bassins à l'amont.

3.3.3. Le dimensionnement de la contrainte

La quantification des contraintes, en débit ou en volume, sera analysée en détail dans la partie II où nous traiterons de comment cette quantification est réalisée par les collectivités, et dans la partie III où nous l'aborderons du point de vue de la modélisation hydrologique. Ici, nous nous limitons aux observations sur notre échantillon. Il ne comprend qu'un seul exemple d'infiltration quantifiée (qui sera traitée en détail dans la section 6.5) et donc nous nous focalisons sur les débits de fuite.

La figure 3.5 regroupe, en fonction du débit de fuite, les 29 réglementations

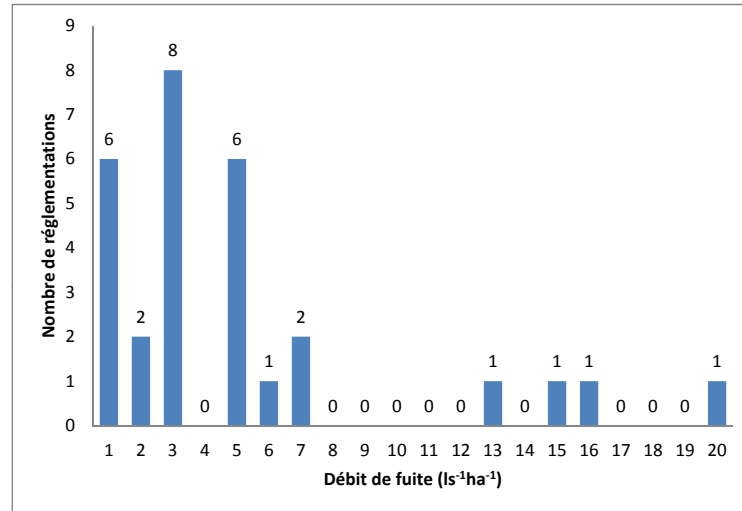


FIGURE 3.5.: Nombre de réglementations en fonction du débit de fuite. Seules les réglementations comportant un débit de fuite unique sont représentées.

proposant une valeur unique. Le mode de l'échantillon est $3 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ et $5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ sont les autres valeurs les plus courantes. 25 débits de fuite sur 29 (86%) sont inférieurs au seuil de $10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ (plus exactement, inférieurs ou égaux à $7 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$). Si on considère les 7 cas où plusieurs valeurs sont préconisées (non représentés dans le graphique), 6 sont en dessous de $10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. Deux des quatre réglementations au delà de ce seuil correspondent à des communes (Lançon de Provence, Lempdes) et les autres à des territoires plus étendus (CA Pays de Montbéliard, MISE Vaucluse). Les quatre sont en région pluviométrique 2 ou 3. On peut vérifier s'il y a des corrélations entre l'échelle ou la région pluviométrique et le débit de fuite. La figure 3.6 montre cette analyse.

Le graphique a) de la figure 3.6 semble montrer, effectivement, une liaison entre région et débit de fuite : en passant de la région I (R.I) aux deux autres les débits augmentent. Or, l'échantillon n'étant pas réparti de façon homogène sur les trois régions (R.I = 19/29 ; R.II = 6/29 ; R.III = 4/29), on doit se limiter à observer que en R.I les débits de fuite sont strictement compris entre $0 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ à $7 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, tandis que dans les autres la variabilité augmente. Les moyennes pour les trois régions sont respectivement $3.0 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, $8.3 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ et $10.0 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$.

Le graphique b) montre deux comportements différents : pour les échelles jusqu'au Département la variabilité est importante, tandis qu'au delà toutes les valeurs sont dans l'intervalle $0.2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ à $7 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. Toutefois, si on considère les moyennes

on n'observe pas de différence importante entre les deux groupes : $5.5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ pour les réglementations d'échelle inférieure au Département, $3.3 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ pour les échelles supérieures. Cela peut être une conséquence de la sur-représentation de la Région I où, comme on l'a vu, on a des débits de fuite peu variables.

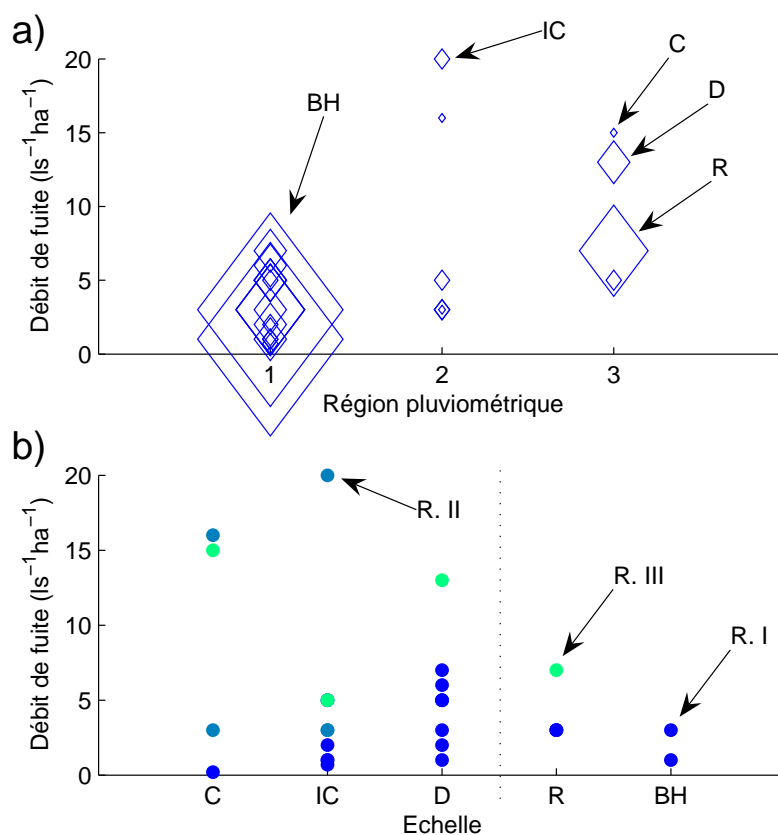


FIGURE 3.6.: Débits de fuite par région pluviométrique et par échelle. a) la taille du losange correspond à l'échelle ; b) la couleur des points correspond à la région. Seulement les réglementations comportant un débit de fuite unique sont représentées.

Ces observations ne sont pas surprenantes : souvent, dans les documents, on fait référence à un « débit naturel » qui est à la base de la détermination du débit de fuite et qui, par conséquent, est inférieur dans la zone géographique couverte par la région pluviométrique I par rapport aux autres zones. Par exemple, GRAIE (2009) reporte que, dans le cas du règlement d'assainissement du Grand Lyon,

« Le débit de $5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ n'a pas été calculé mais fixé arbitrairement en considérant que c'est le débit de rejet d'une parcelle à l'état « naturel » dans des conditions de pente faible ».

La différence que l'on observe par rapport aux échelles renvoie à la subsidiarité des réglementations que nous avons abordée dans la section 3.1.2 : à l'échelle locale, jusqu'à l'échelle départementale, les spécificités du territoire peuvent donner lieu à des réglementations très différentes, tandis qu'à une échelle plus grande, les conditions locales ne peuvent être prises en compte, et les valeurs de débit de fuite sont fixées suivant des logiques différentes. Nous verrons un exemple de ces logiques de grande échelle dans l'analyse du SDAGE Seine-Normandie (section 6.6).

Il est intéressant de rappeler, à propos de la justification des valeurs des débits de fuite par un « débit naturel », les observations de Savary (2010, *non publié*). Il observe que dans le nord de la France, $2\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ est un ordre de grandeur classique, tandis que dans le sud on retient des valeurs de l'ordre de $5\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ ou $7\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$. On a vu avec notre analyse que la variabilité est un peu plus importante que celle suggérée par Savary, mais l'observation reste pertinente. L'auteur considère que, pour respecter le code civil⁹, on ne peut prescrire des débits de fuite inférieurs aux débits naturels. Il montre, à l'aide de données de la Banque Hydro¹⁰, que des débits spécifiques de l'ordre de $2\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$, $5\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ ou $7\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ correspondent effectivement aux débits naturels des bassins versants dans les régions pluviométriques considérées, mais à des échelles spatiales de l'ordre de plusieurs dizaines de km^2 , et pas du tout à celles des parcelles ou des aménagements ($<1\text{ km}^2$). A ces dernières échelles, en effet, les débits naturels peuvent être beaucoup plus importants. Un exemple pour la région I, extrait de Savary (2010, *non publié*) est présenté en figure 3.7.

Cette observation nous permet de mettre en lumière un point très important, et que nous développerons dans le chapitre 5 : le passage du bassin versant à la TA est un changement d'échelle, qui demande des outils spécifiques. On remarquera, pour l'instant, qu'en France il n'existe pas de méthode de référence pour le calcul du débit de fuite naturel à la parcelle : la formule de Caquot n'est valide que pour des bassins déjà urbanisés (coefficient d'imperméabilisation >0.2 , Ministère de l'Intérieur (1977)); la méthode SOCOSE ne s'applique qu'au delà de 2 km^2 (CERTU, 2003).

3.4. La réglementation à l'étranger

Comme on a pu le remarquer dans le chapitre 2, la diffusion du CS ne se limite pas à la France. A titre de comparaison, dans cette section nous allons analyser brièvement la diffusion des réglementations à l'étranger. Nous allons nous focaliser

9. L'art. 640 du Code Civil établit que « Les fonds inférieurs sont assujettis envers ceux qui sont plus élevés, à recevoir les eaux qui en découlent naturellement sans que la main de l'homme y ait contribué. [...] Le propriétaire supérieur ne peut rien faire qui aggrave la servitude du fonds inférieur ». L'interprétation donnée par Savary est que les débits de fuite réglementaires doivent garantir le respect du débit naturel de la part du propriétaire du fond supérieur, mais ne devraient pas exiger davantage de sa part.

10. <http://www.hydro.eaufrance.fr/>

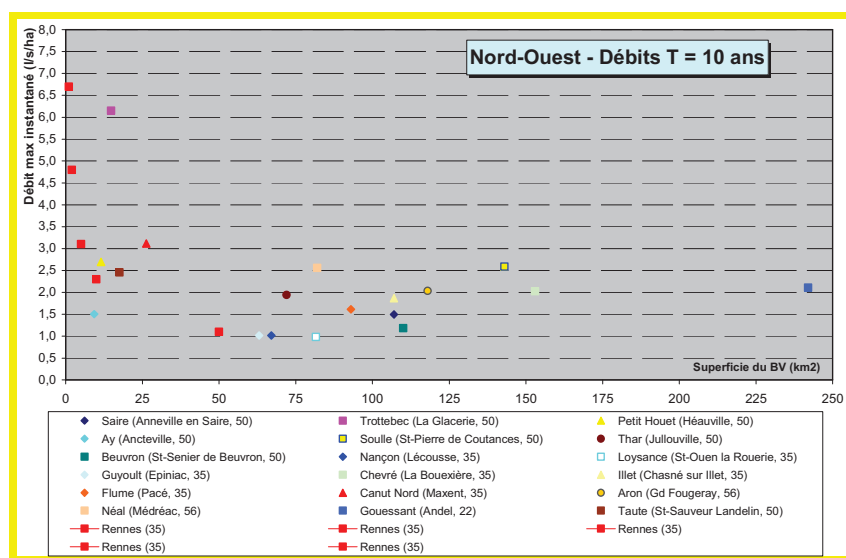


FIGURE 3.7.: Débits décennaux à l'aval de bassins versants de la région I. Les points correspondant à Rennes sont calculés par la méthode SOCOSE du Cemagref. Les autres sont déterminés à partir de données de la Banque Hydro. Source : Savary (2010, *non publié*).

sur les cas des USA, de l'Australie et de l'Angleterre, même si d'autres pays tels l'Allemagne, le Japon ou les pays scandinaves présentent eux aussi des applications du CS. En effet, le propos de cette analyse, sans nullement prétendre à l'exhaustivité, est de mettre en valeur les principales analogies et différences par rapport au cas français. Au niveau méthodologique, nous n'allons pas recourir systématiquement à des sources de première main (i.e. les réglementations elles-mêmes), mais plutôt saisir les caractéristiques principales de la diffusion du CS dans les différents pays à partir de publications scientifiques.

Aux Etats-Unis, en raison de formes d'urbanisation différentes de l'Europe (Heaney et al., 1998), les problèmes d'assainissement les plus ciblés par les politiques de CS sont, en général, les problèmes liés à l'état des cours d'eau et du milieu récepteur. Les politiques les plus répandues préconisent le maintien d'un débit de fuite naturel pour une série de périodes de retour données, normalement comprises entre 1 ou 2 et 10 ans (Fennessey et al., 2001; Balascio et Lucas, 2009). Le débit naturel est normalement calculé par la méthode du SCS-CN (USDA, 1986). Pour prendre un exemple, l'un des pionniers dans le développement du CS a été l'Etat du Maryland, en particulier dans le cadre du *Chesapeake Bay Program*¹¹ qui vise, depuis 1983, à la protection

11. www.chesapeakebay.net (visite : août 2011).

et à la restauration de la Cheaseapeake Bay. En 1984, l'Etat du Maryland émit la première réglementation sur la gestion des eaux pluviales, principalement centrée sur le contrôle des débits de pointe (Comstock et Wallis, 2003). En particulier, les nouvelles urbanisations devaient maintenir, par le stockage des eaux pluviales, les débits de pointe « pre-développement » pour des pluies de projet biennales et décennales.

La plupart des réglementations, aux USA comme en France, sont basées sur le contrôle des débits de fuite (Balascio et Lucas, 2009). Une autre similitude que l'on voit émerger dans les dernières années, est la mise en place de réglementations basées sur le contrôle des volumes. En 2000, le Maryland revoit sa politique par la publication d'un manuel sur la gestion des eaux pluviales qui demande, dans la construction des bassins de retenue, de prévoir plusieurs fonctions : s'il faut continuer à dimensionner les exutoires pour maintenir les débits naturels pour les pluies rares (T compris entre 1 et 10 à 100 ans selon la position), il faut aussi assurer l'infiltration des premiers millimètres de pluie au titre de la qualité de l'eau et de la recharge de la nappe (Comstock et Wallis, 2003). Bollig (2007) signale une réglementation de la ville de Sun City (Arizona) demandant de réduire le ruissellement de 19 mm (0.75 pouces). Roy et al. (2008) décrivent le bassin versant de l'Etowah (Georgia) où la protection de plusieurs espèces piscicoles a donné lieu à une réglementation qui revient à imposer, dans certaines zones du bassin versant, de limiter le volume de ruissellement des urbanisations à celui d'une zone forestière au même endroit.

Il faut enfin préciser que la diffusion des politiques de CS aux Etats-Unis a connu une forte impulsion avec le *National Pollutant Discharge Elimination System* (NPDES) de l'EPA qui oblige, depuis 1999, les zones urbaines au delà de 10 000 habitants à demander des autorisations à l'EPA pour les rejets, même de réseaux séparatifs, dans les milieux récepteurs. La délivrance de ces autorisations dépend de l'adoption d'un plan de gestion des eaux pluviales, intégrant typiquement la mise en place du CS (Ellis et al., 2010).

En Australie, l'impact de l'urbanisation sur le ruissellement devient également évident à partir des années soixante. Dans la région de Sydney, des grands bassins de stockage sont mis en place à partir de 1975, et les premières réglementations demandant du stockage à la parcelle (OSD, section 2.5) datent de 1980. Elles ne se généralisent cependant qu'à partir de 1990 (O'Loughlin et al., 1995). Ces réglementations préconisaient un débit de fuite (de l'ordre de la *centaine* de $\text{ls}^{-1} \text{ha}^{-1}$) et un volume de stockage associé (quelques centaines de $\text{m}^3 \text{ha}^{-1}$). Aujourd'hui, beaucoup de collectivités ont adopté une double contrainte. Par exemple, le Upper Parramatta River Catchment Trust¹², depuis 2005, préconise la construction de bassins de stockage ayant deux exutoires : le premier régulant un volume de $300 \text{m}^3 \text{ha}^{-1}$ à un débit de $40 \text{ls}^{-1} \text{ha}^{-1}$ et le deuxième, plus haut, qui régule un volume supplémentaire de $155 \text{m}^3 \text{ha}^{-1}$ à un débit de $150 \text{ls}^{-1} \text{ha}^{-1}$ (UPRCT, 2005). Ces valeurs de débit,

12. <http://www.uprct.nsw.gov.au/index.htm>(octobre2011).

très élevées par rapport à celles que nous avons observées dans les réglementations françaises, découlent d'une pluviométrie importante (1213 mm en moyenne annuelle¹³) avec des pluies très intenses mais aussi, probablement, d'un calcul réalisé à l'échelle de la parcelle et non pas du bassin versant (voir les arguments de Savary (2010, *non publié*)). A Melbourne, où les précipitations sont moins importantes (650 mm), les problèmes les plus saillants sont liés à la qualité des eaux. Une politique de réduction des polluants intégrant le WSUD (section 2.5) est mise en œuvre depuis 1996. La réglementation actuelle impose aux lotissements des réductions des principaux polluants (chiffrées en termes de matières en suspension, azote et phosphore totaux) et le maintien du débit de fuite pré-développement pour des pluies de temps de retour 1.5 et 100 ans. Pour le calcul des valeurs de référence, tant pour les polluants que pour les débits, des outils de calcul sont mis à disposition des aménageurs (Roy et al., 2008).

En Europe, plusieurs pays adoptent des politiques de CS (voir, à propos des instruments pour la mise en place des TA, la thèse de Chouli (2006)). Nous pouvons prendre l'exemple de l'Angleterre, dont l'histoire de l'assainissement a de nombreux points communs avec celle de la France : en Angleterre, en effet, c'est l'urbanisation rapide de l'après-guerre qui déclenche la crise de l'assainissement pluvial par réseau, et qui porte au développement des bassins de stockage (à l'air libre, enterrés) au cours des années quatre-vingts et quatre-vingt-dix. A partir de cette époque, sur le modèle des BMP américaines, les anglais développent les SUDS. Du point de vue réglementaire, en revanche, la situation est très différente : Chouli (2006) et Ellis et al. (2010) remarquent comment la fragmentation des responsabilités de l'assainissement, spécifique de la situation anglaise, cause des blocages dans l'adoption systématique des SUDS au niveau local. Des réglementations ont cependant été adoptées à l'échelle des régions, mais avec l'abolition de ces dernières en 2010, le devenir des réglementations est aujourd'hui peu clair. Faulkner (1999) analyse les huit réglementations régionales de l'époque : toutes étaient basées sur le débit, certaines avec une valeur (ou un intervalle de valeurs) fixée, d'autres avec une méthode de calcul du débit naturel. Souvent, elles demandaient de maintenir un débit de fuite correspondant à celui d'un événement pluvial annuel, pour des événements de temps de retour pouvant aller de 25 à 100 ans.

Nous avons passé brièvement en revue la diffusion du CS dans des pays qui ont eu, depuis la naissance des grands réseaux au XIX^e siècle, un développement de l'assainissement relativement semblable à celui de la France. Du point de vue des types de réglementations, nous avons vu qu'il existe un troisième type assez commun à l'étranger et rare dans le contexte français, que nous appellerons « réglementation de débit naturel » : il s'agit d'imposer le maintien d'un débit de fuite à la parcelle qui n'est pas fixé *a priori* par la réglementation, mais qui est calculé site par site par une méthode d'estimation du débit avant le développement. Nous avons pu aussi observer que le gain d'importance de l'infiltration au sein des politiques de CS ne se limite pas à la France, mais qu'il est en cours aussi aux Etats-Unis.

13. Source : Bureau of Meteorology, Australian Government. www.bom.gov.au (octobre 2011).

En général, nous pouvons conclure que, même si des décalages existent, dus aux différents contextes géographique, climatique, urbain et institutionnel, la mise en discussion des réseaux se produit selon des temporalités et des processus proches. Randolph L. Hill, directeur adjoint de l'EPA's Office of Wastewater Management, lors d'une conférence (Hill, 2011) tenue à la suite d'une semaine de visites techniques en France, remarquait étonné comment les problèmes, mais aussi et surtout les solutions, des questions environnementales, sont les mêmes dans des contextes aussi différents que ceux de la France et des Etats-Unis.

3.5. Conclusion : diffusion ou adaptation

Dans ce chapitre, nous avons analysé les instruments réglementaires qui, aujourd'hui, permettent le développement du CS dans les bassins versants. Nous nous sommes concentrés sur les réglementations des rejets, car les autres instruments de type incitatif, quelque puisse être leur efficacité, ne garantissent pas une mise en œuvre territoriale systématique des TA.

Ces réglementations se diffusent à toutes les échelles territoriales, des communes jusqu'aux Agences de l'Eau. Dans notre analyse, nous avons considéré sur le même plan tous les instruments réglementaires à toutes ces échelles. Il faut rappeler (section 3.1) que le rôle de ces instruments n'est pas le même : en général, les instruments à petite échelle sont directement pris en compte et appliqués dans toutes les opérations d'aménagement. Leur effet sur l'hydrologie des bassins versants est donc direct, même s'il émerge au rythme de l'urbanisation et de la rénovation urbaine. Au contraire, les instruments à grande échelle ont besoin d'être transcrits aux niveaux inférieurs pour devenir pleinement opérationnels. En général, ces outils de planification « *préconisent, incitent, recommandent, encouragent, rappellent* » (GRAIE, 2009) plus qu'ils ne contraignent. Le rôle des instruments à grande échelle est cependant très important, non pas pour la diffusion des TA dans les bassins versants, mais pour la diffusion du CS : la diffusion des réglementations à grande échelle anticipe sa généralisation dans les instruments à petite échelle.

En terme de types de réglementations, nous avons vu deux types principaux en France, et un troisième plus répandu à l'étranger : les réglementations de débit, les réglementations de volume, les réglementations de débit naturel. Tant sur les types de réglementations que sur les valeurs de la contrainte ou les méthodes, on a pu remarquer que la variabilité des réglementations n'est pas aussi grande qu'on aurait pu s'y attendre après 30 ans de décentralisation et d'adaptation aux spécificités locales. Nous verrons, en analysant de plus près l'élaboration de ces réglementations (partie II), que l'imitation, tant des autres collectivités réputées plus avancées que des références classiques, est un processus clé.

De ce point de vue, nous avons remarqué une certaine inertie dans la définition des réglementations, qui se manifeste par la persistance des références classiques comme l’Instruction Technique de 1977 ou l’imitation des premières réglementations (Bordeaux, la Seine-Saint-Denis) et des processus de dimensionnement des grands bassins des villes nouvelles (Petrucci et al., 2012b) ¹⁴. Nous retrouverons cette tendance à l’alignement sur la norme (même si celle-ci n’est plus juridiquement valable) ou au mimétisme dans la suite de notre analyse. On peut même faire l’hypothèse que la prédominance de l’imposition d’un débit de fuite dans les réglementations soit une expression de cette imitation. De la même façon, aux Etats-Unis, la diffusion de réglementations de débit naturel et l’absence de réglementations de débit peuvent être un effet, au moins en partie, de l’« empreinte » laissée par les collectivités pionnières.

Ce mimétisme est sûrement un facteur explicatif de la rapidité de la diffusion *quantitative* du CS car il permet de rendre plus simple, pour une collectivité, l’adoption de nouveaux instruments. En revanche, il implique aussi le risque d’un manque d’adaptation des politiques de CS au contexte local et, donc, une diffusion de « mauvaise qualité ». Ce risque est particulièrement fort pour toutes les démarches, par exemple celle introduite par le SDAGE Seine-Normandie (section 6.6), qui chiffrent une valeur de référence à grande échelle qui nécessite, pour être efficace, d’être adaptée localement.

14. Cet article est présenté dans l’annexe D.

Chapitre 4.

L'hydrologie urbaine et les réglementations de rejet

“These [stormwater management policy deficiencies] often result because stormwater management policy development ignores time-proven hydrologic axioms.”

— Richard H. McCuen, Downstream effects of stormwater management basins, 1979

Dans le chapitre 3 nous avons discuté de l'importance des réglementations de rejet au sein des politiques de contrôle à la source et nous en avons identifié, dans les pratiques d'assainissement, trois types principaux : les réglementations de débit, les réglementations de volume (ainsi que les réglementations « zéro-rejet ») et les réglementations de débit naturel. Dans ce chapitre, nous reprenons le point de vue de l'hydrologie urbaine pour analyser ces réglementations : nous allons reconstruire, à partir des recherches qui ont été réalisées sur ce sujet, les avantages et les problèmes connus des différents types de réglementation (section 4.1).

En outre, à partir de ces mêmes recherches, nous allons identifier les principales questions ouvertes à propos de l'évaluation des effets des réglementations de rejet, ainsi que les éléments méthodologiques principaux qui nous permettront de les aborder dans la partie III. En effet, le *corpus* bibliographique que nous aurons présenté nous permettra, dans la section 4.2, d'illustrer deux points particulièrement importants de la recherche en hydrologie urbaine aujourd'hui, c'est-à-dire deux directions de recherche particulièrement prometteuses et qui n'ont été que peu suivies jusqu'à maintenant :

- l'analyse de la sensibilité du comportement hydrologique d'un bassin versant urbain aux réglementations de rejet. Cette analyse constitue le point d'entrée pour comprendre les effets hydrologiques du CS, car elle permet d'en identifier les facteurs déterminants. Pourtant, à notre connaissance, une telle analyse

- n'a été abordée de façon systématique que par Goff et Gentry (2006) ;
- l'observation directe des effets du CS. Tandis que la plupart des études réalisées sont basées sur la modélisation de scénarios, et intègrent donc un certain nombre d'hypothèses sur le fonctionnement du bassin versant et du CS, seules quelques recherches sont basées sur des mesures directes des effets du CS (Dietz et Clausen, 2008; Meierdiercks et al., 2010b; Petrucci et al., 2012a)¹. Ces études, au delà de leurs résultats particuliers, sont très importantes pour valider — ou pas — les hypothèses de la modélisation.

4.1. Le regard hydrologique sur les réglementations de rejet

Dans l'ensemble de la littérature hydrologique sur techniques alternatives (TA) et contrôle à la source (CS), nous avons effectué un tri selon deux critères : (i) l'analyse doit être réalisée à l'échelle du bassin versant urbain et (ii) elle doit avoir une approche par les débits, ainsi que nous l'avons caractérisée dans la conclusion du chapitre 1. Cette sélection exclut, d'une part, tous les travaux portant sur les performances de TA individuelles et, d'autre part, ceux traitant exclusivement des flux de polluants, même à l'échelle du bassin versant (e.g. Wu et al., 2006; Freni et al., 2010).

En limitant ainsi le champ de recherche, on s'aperçoit que le nombre de travaux sur ce sujet est relativement restreint : nous allons discuter, dans cette section, d'une vingtaine de publications. Parmi celles-ci, deux tiers environ ont été réalisées par des chercheurs travaillant aux Etats-Unis. Dans ce pays, la grande majorité des réglementations sont de débit naturel (section 3.4), ayant pour conséquence de faire de ce type de réglementation le plus représenté dans la littérature hydrologique. Pour cette raison, c'est par ce type de réglementation que nous allons commencer notre revue bibliographique. Nous analyserons ensuite les réglementations de débit, de volume, et de « zéro-rejet ».

4.1.1. Les réglementations de débit naturel

Avec les premières mises en place de bassins de stockage dans les années soixante, les hydrologues américains s'interrogent sur l'efficacité de ceux-ci dans la réduction — à une échelle plus large — des débits de pointe. Cela donne lieu à une série d'articles et de communications sur le sujet des politiques de CS (à cette époque vu uniquement comme stockage, chapitre 1) principalement au cours de la décennie 1975-1985.

1. L'article Petrucci et al. (2012a) est présenté dans l'annexe D.

L'article de McCuen (1979) est exemplaire : il remarque que pour analyser l'efficacité des bassins de stockage, il ne faut pas seulement considérer les débits immédiatement à l'aval de ceux-ci, mais utiliser des critères plus larges et en particulier prendre en compte l'aval. Il utilise le modèle distribué d'un bassin versant (550 ha), dont une partie amont est en train d'être urbanisée, pour montrer que tout en reproduisant le débit naturel à son aval immédiat, le bassin de stockage a pour conséquence d'augmenter le débit de pointe au niveau d'un certain nombre de sections plus à l'aval. Son explication du phénomène est double : d'une part la réponse du stockage artificiel lors d'une pluie est différente (remplissage concentré au début de la pluie) de celle des pertes naturelles au ruissellement que le bassin a pour rôle d'imiter (pertes étalées le long de l'événement). La « temporalité » de l'hydrogramme naturel, surtout dans la phase de montée de crue, n'est donc pas respectée. D'autre part, le bassin de stockage n'empêche pas l'augmentation du volume total de l'hydrogramme causée par l'imperméabilisation (section 1.1). Par conséquent, même si le débit de pointe en sortie du bassin de stockage ne dépasse pas le débit naturel, celui-ci est maintenu pour une durée bien plus longue qu'avant l'imperméabilisation. Le décalage et la prolongation du pic de débit, lorsque l'hydrogramme se combine à l'apport des autres parties du bassin versant, peut conduire à l'augmentation des débits de pointe dans les sections plus à l'aval (figure 4.1). La conclusion de McCuen est que les politiques d'assainissement devraient (1) se baser sur des critères à grande échelle et non pas à celle de l'aménagement isolé, (2) prendre en compte la *fréquence de dépassement* des débits (au sens des courbes DC, figure 1.3) et (3) proposer une « segmentation » des bassins de stockage suivant la période de retour des pluies, afin de mieux reproduire les hydrogrammes naturels².

Quelques années plus tard, Urbonas et Glidden (1983) font le constat qu'au moins ce dernier point commence à être intégré dans les réglementations : autour de Denver, à coté de politiques qui définissent une seule période de retour de dimensionnement, plusieurs collectivités commencent à demander le maintien du débit naturel pour deux périodes de retour. A l'inverse les deux autres aspects, et en particulier l'évaluation à grande échelle, ne sont pas résolus : Urbonas et Glidden (1983) posent une fois encore le problème de l'efficacité à grande échelle, mais en remarquant, par rapport à l'étude de McCuen, que la difficulté principale est dans la multiplication des bassins de stockage, qui doivent être pris en compte dans leur ensemble. C'est pourquoi ils considèrent, à leur tour, le modèle distribué d'un bassin versant (2030 ha) dans la région de Denver, où ils simulent l'installation de bassins de stockages dans des sous-bassins choisis aléatoirement. Ils concluent que les politiques préconisant plusieurs périodes de retour pour le dimensionnement semblent capable de contrôler le débit même pour des

2. Nous pouvons remarquer, à propos des réglementations de débit naturel que, *a priori*, pour le dimensionnement d'un bassin de retenue, en plus que la période de retour de la pluie de projet, une *durée* de la pluie devrait être spécifiée. Or, aux Etats-Unis, les méthodes de dimensionnement proposées par le Soil Conservation Service dès les années soixante-dix intégraient cette information (USDA, 1986). Pour cette raison, les réglementations américaines n'explicitent jamais les durées de pluie, mais seulement les périodes de retour.

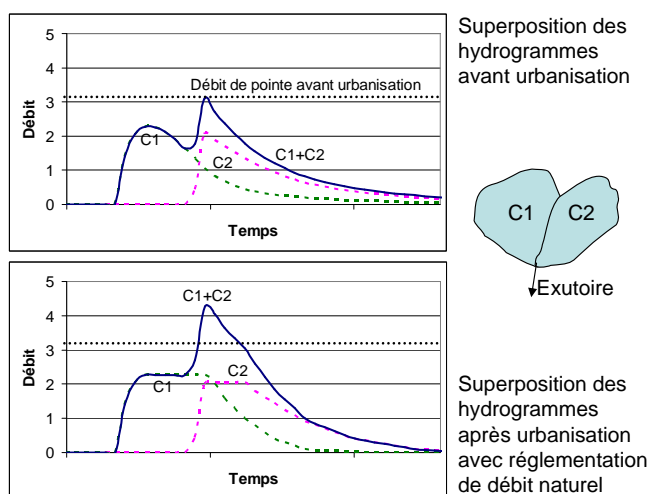


FIGURE 4.1.: Superposition des pics due aux réglementations de débit naturel.

événements intermédiaires. Au contraire, les politiques définissant une seule période de retour sont très peu performantes dans des conditions autres que celles spécifiées. Les auteurs mettent par ailleurs l'accent sur le fait qu'une correcte application de la réglementation, tant dans la conception que dans la construction et l'entretien des bassins, est primordiale pour en garantir l'efficacité, et que la mise en place d'une institution de contrôle est la première condition pour le développement d'une politique efficace.

Il semble que ce dernier point de vue, qui déplace l'attention de l'aspect hydrologique de la politique de CS, d'une part vers la conception de TA individuelles et, d'autre part, vers les aspects socio-institutionnels de sa mise en œuvre, se soit à l'époque largement répandu : pendant une quinzaine d'années les chercheurs ne s'intéressèrent quasiment plus à l'efficacité hydrologique des politiques, mais aux problèmes de mise en œuvre.

Une « nouvelle vague » de recherches (et une remise en cause des réglementations appliquées jusque là) commence vers la fin des années quatre-vingt-dix, avec l'abandon du référentiel réseau (chapitre 1) : les hydrologues avaient à leur disposition une plus grande quantité d'exemples, de données, et des modèles plus avancés, mais surtout un nouveau rapport entre la ville et l'environnement, une nouvelle vision de l'écologie et l'idée de développement durable s'étaient affirmés.

C'est à cette époque, en effet, que des travaux comme celui de Booth et Jackson (1997) analysent l'impact de l'urbanisation, non plus sur le seul ruissellement, mais sur le milieu récepteur à l'aval. La première partie de cet article montre, sur la base de

l'observation de plusieurs bassins versants, comment l'érosion accélérée des berges des cours d'eau (qui impacte fortement la fonctionnalité des écosystèmes) ne dépend pas des débits exceptionnels qui sont généralement pris en compte par l'assainissement (e.g. avec des temps de retour de l'ordre de dix ans), mais de débits beaucoup plus faibles et courants (T avant urbanisation de l'ordre de 2 ans). L'urbanisation augmente significativement la fréquence de ces débits. La deuxième partie de l'article aborde la question de savoir si et comment la mise en place de bassins de stockage peut diminuer l'impact de l'urbanisation sur l'érosion. Les conclusions rappellent celles de McCuen : du point de vue des débits susceptibles de provoquer l'érosion, (1) les réglementations sur le débit de pointe sont inefficaces et (2) elles devraient prendre en compte la *fréquence* du ruissellement³.

Il y a donc deux critères principaux pour l'évaluation du CS qui émergent : l'effet sur les débits extrêmes et l'effet sur les débits courants⁴. C'est par rapport à ces deux critères que nous allons présenter les résultats des nombreuses études qui, depuis la fin des années quatre-vingt-dix, évaluent les effets des réglementations de débit naturel à l'échelle d'un bassin versant⁵.

Les débits extrêmes

Même si dans la littérature en hydrologie urbaine l'étude des comportements courants du bassin versant a pris de l'importance, les débits de pointe lors des événements extrêmes — responsables des défaillances des réseaux d'assainissement et des inondations — continuent à être l'un des points clés des analyses. A la question « les réglementations de débit naturel sont-elles efficaces dans la réduction des débits de pointe ? », les réponses que l'on trouve dans la littérature sont partagées. Tandis que Booth et Jackson (1997) et Fennessey et al. (2001) concluent positivement, sur la base de leurs analyses, plusieurs des autres auteurs ont des avis mitigés (Emerson et al., 2005) ou négatifs (Konrad et Burges, 2001; Goff et Gentry, 2006; Fang et al., 2010).

Pour comprendre ce désaccord, il faut remarquer que, dans l'analyse des débits de pointe, plusieurs aspects méthodologiques entrent en jeu :

3. Il est intéressant de remarquer comme, dans cette étude, les auteurs considèrent pour chaque bassin versant étudié un modèle global, dans lequel il ne peut pas y avoir de superposition des débits produits par les différentes parties du bassin : ils concluent donc que, du point de vue du débit de pointe, le stockage est toujours efficace. Nous reviendrons sur cet aspect dans la suite de cette section.

4. Il n'y a pas de définition univoque des débits courants. A titre d'exemple, Konrad et Burges (2001) proposent de considérer « extrêmes » les débits qui sont dépassés pour moins de 1% du temps, « faibles » ceux qui sont dépassés pour plus que 80% du temps, et « intermédiaires » les autres. Sans vouloir donner une définition générale, mais en suivant une approche adaptée à l'assainissement pluvial, dans ce manuscrit nous allons employer l'expression « débits extrêmes » lorsque la période de retour est de l'ordre de 10 ans, et « débits courants » lorsqu'elle est de l'ordre d'un an ou inférieure.

5. Nous présentons dans cette revue aussi quelques recherches qui ne traitent pas spécifiquement des réglementations de débit naturel, mais qui participent du même mouvement de recherche. Par exemple, Zimmer et al. (2007) ou Dietz et Clausen (2008) ne traitent pas explicitement d'une réglementation, mais de l'évaluation des *Low Impact Developments*.

- le pas de temps : tandis que l'analyse des débits « courants » est peu sensible au pas de temps considéré pour l'analyse (horaire, journalier, etc.), l'analyse des pics et des inondations en dépend. En prenant, par exemple, un bassin versant urbain de quelque km² sujet à des inondations, une analyse avec un pas de temps journalier ne permettra pas de distinguer entre un orage violent et court provoquant des dégâts importants et une pluie longue, peu intense et peu dommageable ;
- la pluie : le débit de pointe peut être calculé soit pour des pluies réelles (e.g. Fennessey et al., 2001; Konrad et Burges, 2001; Emerson et al., 2005), soit pour une pluie de projet (e.g. Goff et Gentry, 2006; Fang et al., 2010). La différence est que dans le premier cas le débit de pointe est fortement dépendant des pluies ou de la série choisies : en l'absence d'une analyse statistique on ne peut savoir, par exemple, si l'événement qui produit le pic a une période de retour plus ou moins importante que celui utilisé pour le dimensionnement des TA. La pluie de projet, de son côté, peut présenter le problème d'être peu représentative (Chocat et al., 1997, p. 739) ;
- l'échelle d'analyse : comme le remarquait McCuen, l'une des raisons de l'inefficacité des bassins de stockage dans le contrôle des débits de pointe est la superposition des pics produits par les différents sous-bassins versants. Il est donc clair que si l'analyse est conduite à l'échelle d'un seul sous-bassin (i.e. à l'aval immédiat du seul bassin de stockage qui récupère l'intégralité des eaux de ruissellement), comme dans le cas de Fennessey et al. (2001), il est impossible d'observer une aggravation.

Sur la base de ces considérations, on peut expliquer les conclusions divergentes des différents auteurs par leurs choix méthodologiques : ceux qui ont des avis positifs ou mitigés, ont tous utilisé des modèles globaux (Booth et Jackson, 1997; Fennessey et al., 2001) et/ou des pluies réelles (Fennessey et al., 2001; Emerson et al., 2005). Cette remarque est importante pour l'élaboration d'une méthodologie d'analyse, et nous en tiendrons compte lors des choix de modélisation dans le chapitre 8 : si on s'intéresse aux débits de pointe lors d'événements extrêmes, il paraît fondamental d'utiliser un modèle distribué. Par ailleurs, on peut aussi bien utiliser des pluies de projet ou des pluies réelles, mais dans ce dernier cas il est important de sélectionner des événements pertinents avec l'objectif de l'analyse.

L'importance des débits courants

Comme dans l'article de Booth et Jackson (1997), on voit émerger dans plusieurs études une conscience des effets des débits courants sur l'environnement. Typiquement, l'importance attribuée à cet aspect de la réponse hydrologique des bassins versants se traduit par l'étude et la simulation de longues séries de données, et par une évaluation des résultats qui prend en compte soit de nouveaux indicateurs (e.g. le rapport entre

le débit biennal après urbanisation et le décennal avant urbanisation, par Booth et Jackson), soit les courbes DC dont nous avons parlé dans le chapitre 1 (Fennessey et al., 2001; Konrad et Burges, 2001).

Les motivations des différents auteurs pour la prise en compte de ces gammes de débits peuvent varier : d'une part, des préoccupations pratiques bien identifiées (l'érosion, les petites inondations urbaines), d'autre part, une approche générale d'imitation de l'état naturel et de respect du *water balance* (e.g. Konrad et Burges, 2001).

Les conclusions de ces études sont assez similaires. Depuis le travail de Booth et Jackson (1997), qui montre l'inefficacité des réglementations de débit naturel à limiter les débits faibles et intermédiaires, ce résultat est confirmé et détaillé par les autres auteurs.

Fennessey et al. (2001) comparent, à l'échelle d'un aménagement (8 ha), des réglementations de débit naturel qui imposent de construire des bassins de stockage à plusieurs niveaux (à différentes hauteurs de remplissage se trouvent des orifices de taille différente), correspondant à plusieurs périodes de retour (1, 2, 5, 10, 25, 50, 100 ans), et d'autres réglementations plus complexes inspirées de celles des états du New Jersey et de la Pennsylvanie. Ils trouvent que ces réglementations parviennent à maintenir le débit naturel pour des périodes de retour égales à ou comprises entre celles de dimensionnement. En revanche, aucune n'est capable de reproduire le comportement du bassin versant pour des fréquences plus élevées ($T < 1$ an). En particulier, ils remarquent une forte augmentation, indépendamment de la réglementation, du nombre d'événements pour lesquels un ruissellement se produit (figure 1.4).

Konrad et Burges (2001) analysent la sensibilité d'un bassin versant de 370 ha à l'implémentation de bassins de stockage, pour plusieurs valeurs de volume et de débit réglementaires (2 valeurs pour chaque paramètre, donc 4 scénarios). Ils trouvent que, selon les différentes combinaisons de ces deux paramètres, on peut maintenir soit les débits plus rares, soit les débits intermédiaires, en dessous des fréquences naturelles, mais pas les deux en même temps. Pour les débits les plus faibles, le stockage n'arrive jamais à préserver les fréquences naturelles. Il faut remarquer que les auteurs ne voient pas négativement cette incapacité, car ils estiment qu'il peut être avantageux d'augmenter le débit de base à l'aval.

Emerson et al. (2005) modélisent un bassin versant dans la périphérie de Philadelphie (6200 ha) dans lequel de nombreux bassins de stockage ont été installés, sur la base d'une réglementation de débit naturel portant sur des pluies biennales et centennales. Ils basent leur analyse sur six événements pluvieux (tous de période de retour inférieure à deux ans), et montrent que pour les événements les plus faibles le débit de pointe à l'aval du bassin versant est augmenté par rapport aux conditions sans bassins de stockage. En réduisant, dans le modèle, la taille des orifices (ce qui

est équivalent à considérer un débit inférieur à celui avant urbanisation) ils arrivent à réduire le débit de pointe, même si de peu, pour toute la gamme de pluie considérée.

4.1.2. Les réglementations de débit

Dans les recherches citées, peu de références sont faites aux réglementations de débit imposant un seuil fixé. Les seuls qui considèrent de tels scénarios sont Konrad et Burges (2001), mais dans un souci de formulation simple de la contrainte. Les autres chercheurs américains, s'intéressant aux pratiques courantes dans leur pays, analysent des réglementations de débit naturel.

Cette orientation des recherches suivant les besoins et les pratiques des collectivités n'a rien d'étonnant, contrairement à la rareté des études sur les effets de ces réglementations de débit dans les pays où celles-ci sont appliquées (principalement France, Angleterre et Australie, section 3.4). Parmi les rares analyses des effets de ces réglementations à grande échelle, on trouve deux types de travaux. D'une part, des considérations alertant de manière très générale sur le risque de superposition de pics entre deux bassins versants contrôlés sans une cohérence d'ensemble, qui peut être trouvée, quasiment identique, dans Azzout et al. (1994); Chocat et al. (1997); CERTU (2003) (figure 4.2). D'autre part, un certain nombre d'études menées par des collectivités (ou des bureaux d'études travaillant pour ces collectivités) sur les effets d'une telle réglementation sur leur territoire. Dans certains cas, ces études ont fait l'objet de communications à des conférences (e.g. Vuathier et al., 2004; Mouy et al., 2007), mais elles restent très peu générales : s'agissant de répondre à des questions posées très localement, ces travaux souvent ne s'intéressent pas à étendre la portée de leurs résultats. Nous discuterons les détails de ces deux études lorsque nous analyserons les réglementations du Département des Hauts-de-Seine (section 6.2) et de la ville de Paris (section 6.5).

En revanche, à propos de ces limitations de débit, en France et à l'étranger on trouve un certain nombre de critiques, souvent émises par des ingénieurs. Nous avons déjà évoqué les commentaires de Savary (2010, *non publié*) dans la section 3.3.3. De la même façon, O'Loughlin et al. (1995), remarquaient que les réglementations dans la région de Sydney étaient souvent inéquitables, trop simplistes, et que le stockage appliqué dans la partie aval d'un bassin versant pouvait, sous certaines conditions, augmenter les débits à l'exutoire. Des réflexions plus complètes sur les problèmes posés par les réglementations de débit à l'échelle du bassin versant (ou du moins à une échelle plus grande que celle à laquelle on installe les TA) sont celles de Faulkner (1999). Comme Savary, il trouve extrêmement sévères les niveaux des contraintes utilisés dans la pratique : dans certains des cas anglais qu'il analyse, la contrainte est de quelques $1\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ (correspondant à une pluie annuelle) pour une pluie centennale. Il souligne plusieurs défauts à cette exagération de la contrainte : en négligeant les considérations

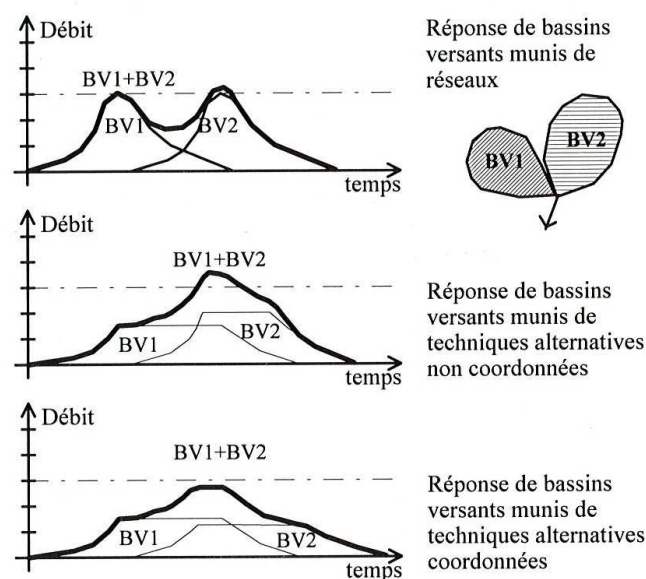


FIGURE 4.2.: Superposition des pics due aux réglementations de débit non-coordonnées.
Source : Azzout et al. (1994).

pratiques (e.g. la taille des orifices nécessaire pour respecter des débits excessivement faibles est trop petite pour être faisable), la première objection — partagée par de nombreux techniciens des collectivités, voir par exemple la section 6.2 — est qu'un débit trop faible fait augmenter évidemment les volumes de stockage, mais surtout le temps de vidange des bassins. Cela rend sensible le système à une deuxième pluie, une pluie prolongée, ou encore une obstruction de l'orifice. La deuxième objection développée concerne les interactions entre zone urbaine (contrôlée par des TA) et zone rurale (non contrôlée) d'un bassin versant qui peuvent aggraver le débit de pointe lorsqu'on fait du stockage dans la zone urbaine.

A ce propos, il est intéressant de souligner la différence de fond entre les figures 4.1 et 4.2 qui représentent, respectivement, le problème de la superposition des pics lié à la réglementation de débit naturel et celui lié à la réglementation de débit. Dans le premier cas, le risque d'augmenter les débits de pointe dépend de la superposition de contributions provenant des différentes parties urbanisées du bassin versant, lorsque les débits sont contrôlés de façon insuffisante. Au contraire, le risque associé aux réglementations de débit vient de la superposition entre parties contrôlées et non contrôlées du bassin versant, ou contrôlées de façon non coordonnée. En effet, si on impose une réglementation de débit (e.g. $5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$), et qu'elle est appliquée sur *tout* le bassin versant, même s'il y a une superposition totale des contributions des différentes parties du bassin, le débit global ne pourra excéder la valeur de la contrainte. Cette considération permet d'identifier la principale différence entre réglementations

de débit et de débit naturel : dans le premier cas on choisit un débit qui est opportun à l'échelle du bassin versant, et on l'applique à la petite échelle de façon à ce que il ne soit jamais dépassé au niveau du bassin versant. En revanche, dans le second cas, toute l'élaboration se fait à la petite échelle, sans aucune coordination au niveau du bassin versant.

4.1.3. Les réglementations de volume

Nous avons vu que McCuen (1979) (pour les débits de pointe) et Booth et Jackson (1997) (pour les débits courants) proposaient de prendre en compte la fréquence de dépassement des débits dans les réglementations. Or cette suggestion, à notre connaissance, n'a jamais trouvé d'application. En effet, au delà des problèmes de mise en place d'ouvrages contrôlant cette variable, la démarche soulève aussi des questions théoriques : un bassin de stockage ne permet pas de réduire le volume du ruissellement et, par conséquent, il est impossible que les durées de *toutes* les valeurs de débit soient maintenues avant et après l'urbanisation. Un exemple de recherche de solution pratique à ce problème est dans la définition d'un seuil de débit en-dessous duquel ses conséquences sont négligeables, de façon à limiter à ce niveau le ruissellement des aménagements (Hunt et Tillinghast, 2011). Les résultats de l'application d'une telle approche sont des valeurs de débit tellement faibles qu'il ne semblent pas pratiquement applicables ($0.21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ à $0.31\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ ou moins).

À part cet exemple qui reste basé sur la réglementation des débits, plusieurs des recherches que nous avons citées concluent que, pour atteindre vraiment un comportement similaire à celui avant développement, la réglementation des volumes pourrait représenter la seule solution (Fennessey et al., 2001; Goff et Gentry, 2006). D'autres font même plus et analysent, plus ou moins explicitement, ce type d'alternatives. Konrad et Burges (2001) considèrent, à part les bassins de stockage « simples », des scénarios où il y a un prélèvement d'eau (5mm.j^{-1} ; i.e. des cuves pour la récupération/utilisation des eaux de pluie) et observent que cela permet de réduire la taille des bassins pour le contrôle des débits extrêmes, ainsi que la fréquence des débits courants. Emerson et al. (2005) introduisent dans les bassins de stockage une hauteur d'eau « de capture » (ce qui est équivalent à un prélèvement, car ils simulent des événements isolés) variable entre 13 mm et 51 mm. Le résultat est une diminution considérable (jusqu'à 18%) des débits de pointe pour l'ensemble des pluies qu'ils étudient, diminution plus importante que celle obtenue par les réglementations de débit seules.

D'autres auteurs (Perez-Pedini et al., 2005; Zimmer et al., 2007; Dietz et Clausen, 2008) étudient directement la réalisation de LID, et donc une combinaison d'ouvrage de stockage et de réduction de volume (principalement par infiltration). Perez-Pedini et al. (2005) ne considèrent que des TA limitant le volume, modélisées par une réduction fixe du Curve Number (CN), et ne les appliquent pas systématiquement sur le bassin

versant (6400 ha) mais en optimisant leur placement. Ils obtiennent une réduction du débit de pointe allant jusqu'à 30%. Zimmer et al. (2007), au contraire, réalisent une modélisation détaillée de la conversion en LID d'une zone urbanisée existante (575 ha). Ils observent un très bon résultat pour les débits courants, mais moindre pour les débits extrêmes, ce qui les pousse à suggérer l'installation conjointe d'ouvrages d'infiltration et de stockage. Enfin, Dietz et Clausen (2008) comparent, sur la base de 9 ans de mesures de débit à l'aval, la réalisation de deux aménagements similaires (1.7 ha et 2.0 ha), l'un traditionnel, sans TA, l'autre « à faible impact » (LID). En se limitant à l'analyse des coefficients de ruissellement le long de la période de construction, ils trouvent que celui-ci est stable pour le LID, et exponentiel (en fonction de la TIA) pour l'urbanisation traditionnelle.

Alors que plusieurs études concluent qu'une réglementation de volume peut résoudre certains problèmes posés par les réglementations de débit, aucune étude d'ensemble n'a été menée sur leur efficacité. Les comparaisons entre réglementations de débit et de volume (Konrad et Burges, 2001; Emerson et al., 2005) se limitent à quelques scénarios exemplaires, choisis plus ou moins arbitrairement, et ne font que montrer l'intérêt des réglementations des volumes, sans pour autant fournir un cadre général d'analyse et d'évaluation. Mouy et al. (2007) font une telle comparaison sur le cas très spécifique de la ville de Paris. Cette carence d'études ne permet pas de dire dans quelle mesure ces réglementations peuvent être efficaces, si elles peuvent remplacer les réglementations de débit, si elles permettent de contrôler les débits extrêmes aussi bien que les débits courants. Pour cette raison la partie III de cette thèse est consacrée, entre autres, à une évaluation plus systématique de l'efficacité des réglementations de volume.

Dans la littérature scientifique et technique sont évoqués un certain nombre de limites du contrôle des volumes. En particulier, on met en doute la possibilité de « faire disparaître » un volume donné de pluie, systématiquement, à la parcelle⁶. Nous allons résumer ici ces limites, en les regroupant suivant les trois options principales qui permettent la réduction du volume de ruissellement : l'infiltration, l'évapotranspiration et la consommation.

L'infiltration des eaux pluviales est, de loin, la principale technique envisagée pour le contrôle des volumes. Historiquement, cette option a toujours fait partie des TA même si, comme on l'a vu (sec. 2.2), c'est depuis les années deux mille qu'elle est plus couramment acceptée. Beaucoup de recherches ont été menées sur l'infiltration des eaux pluviales en ville, et beaucoup de recommandations ont été formulées (e.g. Barraud et al., 2009; Bressy, 2010). En général, les facteurs limitant la possibilité d'infiltrer sont la capacité du sol à absorber l'eau, et le risque de pollution de la nappe.

6. Un indice de ce doute, au niveau des réglementations (chapitre 3), est le nombre élevé de cas où, tout en préconisant l'infiltration des eaux pluviales, les réglementations donnent aussi un débit de fuite dérogatoire. Ces réglementations sous-entendent l'hypothèse que dans des cas fréquents l'infiltration totale des eaux ne sera pas possible.

Les caractéristiques du sol, de la nappe et des activités implantées sur la surface contributive de l'ouvrage sont donc déterminantes. Le tableau 4.1 (CERTU, 2003) présente une synthèse des conditions permettant ou excluant, localement, l'infiltration. Il est clair, donc, que dans certains bassins versants l'infiltration devra être exclue ou limitée à certaines parties. En outre, certains auteurs observent que selon les températures et avec le vieillissement des ouvrages (colmatage, tassement des sols), leur capacité d'infiltration est extrêmement variable dans le temps (Ragab et al., 2003; Braga et al., 2007; Emerson et Traver, 2008; Pitt et al., 2008), ce qui les rend moins fiables, *a priori*, que les ouvrages de stockage. Cependant, une telle conclusion n'est pas unanime : par exemple, Emerson et Traver (2008) observent, sur deux TA, qu'au delà des variations saisonnières dépendant de la température, le vieillissement des TA n'a pas d'effet significatif sur quatre ans.

L'augmentation de l'évapotranspiration (ET) à partir des TA est une idée qui gagne du terrain sur la base de considérations de *water balance* mais aussi pour d'autres effets positifs qu'elle peut avoir sur l'environnement urbain (qualité de l'air, diminution de l'îlot de chaleur, etc. Voir, par exemple, Berthier et al. (2010)). Elle peut être réalisée par le biais de toitures végétalisées, mais aussi par des *rain gardens* : ces structures, qui sont censées augmenter l'infiltration, agissent aussi sur l'ET en alimentant les plantes environnantes (Hamel et al., 2011). Or, les travaux sur les toitures végétalisées à l'échelle du bassin versant (e.g. Carter et Jackson, 2007; Palla et al., 2008) mettent en évidence que la proportion des surfaces imperméables qui peuvent être contrôlées par ces ouvrages est souvent très limitée. En général, même si cette option est envisageable en alternative ou en complément de l'infiltration (voir, par exemple, la section 6.5), nous ne disposons pas encore d'informations fiables sur la possibilité de l'appliquer systématiquement à l'échelle d'un bassin versant.

La même incertitude est valable pour la récupération et l'utilisation (RU) des eaux de pluie. Tandis que certains techniciens et décideurs, en France du moins, ne considèrent même pas cette pratique comme participant au CS (de Gouvello, *comm. pers.*), d'autres la subventionnent à ce titre (CG92, 2010; Petrucci et al., 2012a). La question qui est à l'origine de ce débat sur le rôle de la RU dans l'assainissement est que, si d'un côté cette pratique réduit le volume de ruissellement en raison des prélèvements pour la consommation, de l'autre ces prélèvements n'ont pas de lien avec l'assainissement pluvial et, même, suivent des logiques complètement différentes. Pour optimiser le fonctionnement des systèmes de RU du point de vue de l'assainissement, ceux-ci devraient être vidés rapidement dès la fin de chaque événement pluvial, pour garantir un maximum de volume de stockage disponible lors de l'événement suivant. Dans une logique de consommation, au contraire, la vidange a lieu suivant la demande des utilisateurs. Dans la littérature scientifique un certain nombre de travaux considèrent la RU comme un des éléments du CS (e.g. Walsh et al., 2010) mais, lorsqu'on s'interroge sur son efficacité, les conclusions sont mitigées (Petrucci

	Perméabilité du sol		
Zone de ruissellement	Sols très peu perméables à imperméables (limons, argiles, argiles sableuses) $P \leq 10^{-7}$ m/s	Sols peu perméables $10^{-7} \leq P \leq 10^{-5}$ m/s	Sols perméables (sables fins) $10^{-5} \leq P \leq 10^{-4}$ m/s et sols très perméables (sables avec graviers) $P \geq 10^{-4}$ m/s
Zone d'habitat : faible pollution, eaux de bonne qualité (peu de fines, peu de polluants).	Infiltration possible sans précautions particulières, excepté le problème d'évacuation des débits.	Infiltration possible sans précautions particulières.	. Si l'infiltration se fait dans une couche non saturée de 1 m d'épaisseur au minimum, infiltration sans précautions particulières. . Sinon, la nappe étant vulnérable, ne pas infiltrer, ou ne le faire qu'avec de sérieuses précautions.
Zone d'activité : hydrocarbures, polluants persistants, toxiques, MES (1).	Infiltration sans précautions particulières si l'on admet que la pollution restera piégée dans les premiers centimètres du sol.	Infiltration possible à condition d'imperméabiliser les zones à risque.	Selon la vulnérabilité du milieu : . pas d'infiltration, . ou prétraitement avant infiltration : piégeage de la pollution en amont de l'infiltration par traitement ou par confinement.
Zone commerciale :			
a) zones de circulation lourde, de déchargement, de chargement....	Ne pas infiltrer, mais traiter ces zones en assainissement traditionnel.		
b) zones de parking et circulation de VL.	Idem « axes de circulation et parkings » ci-dessous.		
Axes de circulations, parkings : MES, hydrocarbures, polluants persistants. (Hormis la desserte d'installations classées)	Pas de précautions particulières à prendre si l'on admet que la pollution restera piégée dans les premiers centimètres du sol.	Infiltration possible à condition d'imperméabiliser les zones à risque.	Selon la vulnérabilité du milieu : . pas d'infiltration, . ou prétraitement avant infiltration : piégeage de la pollution en amont de l'infiltration par traitement ou par confinement.
Station d'essence ou de lavage de véhicules.	Ne pas infiltrer, mais traiter ces zones en assainissement traditionnel.		
Toutes zones, pour prévenir les pollutions accidentelles.	Sur ces zones peu perméables, on a le temps d'intervenir, donc le traitement de la pollution peut être curatif, par purge (enlèvement du matériau pollué avec une pelle mécanique par exemple). Dans les cas où un transit important de véhicules a lieu sur ces zones, il faut un dispositif de prévention des pollutions accidentelles (voir case ci-contre).	Sur ces zones très perméables, il faut des dispositifs de prévention des pollutions accidentelles, dans le but de créer un obstacle à l'écoulement. Par exemple, des filtres à sable ou des barrières de protection.	

Tableau 4.1.: Conditions pour l'infiltration des eaux pluviales. Source : CERTU (2003).

et al., 2012a; de Gouvello et al., 2011, *soumis*).

Pour résumer, on sait que l'infiltration ne peut pas, en général, être appliquée dans l'intégralité d'un bassin versant. En ce qui concerne les alternatives (ou compléments) à l'infiltration pour satisfaire à une réglementation de volume — ET et RU — nous ne disposons pas, pour l'instant, d'assez d'éléments pour juger de leur efficacité et leur applicabilité systématique. Nous analyserons dans cette thèse l'efficacité des réglementations de volume en supposant que l'infiltration peut être appliquée systématiquement ou remplacée, si et où il le faut, par ET et RU. Pour chaque solution, cependant, les conditions pour la faisabilité systématique restent à étudier.

4.1.4. Les réglementations « zéro-rejet »

Les réglementations dénommées « zéro-rejet » (ou « rejet-zéro ») méritent une analyse spécifique. En effet, si le concept apparaît simple (aucun ruissellement ne doit être envoyé à l'aval de la parcelle), la théorie et la mise en place sont plus controversées. D'un point de vue hydrologique le raisonnement est assez simple : si on ne définit pas une pluie de référence, jusqu'à laquelle on fait du zéro-rejet, la définition n'a pas de sens car tout territoire, au delà d'un certain niveau de pluie, produit un ruissellement vers l'aval. D'ailleurs, si on définit une pluie de référence, une réglementation zéro-rejet n'est rien d'autre qu'une réglementation de volume, pour laquelle la contrainte est fixée à la hauteur d'eau totale de la pluie de référence.

Une autre interprétation possible des réglementations zéro-rejet est une déconnexion totale des surfaces imperméables du réseau d'assainissement. Dans cette interprétation on impose que toutes les eaux doivent s'écouler sur des surfaces perméables avant de rejoindre, éventuellement, le réseau. Une telle approche est limitée par deux facteurs principaux : la capacité d'infiltration du sol perméable et le taux d'imperméabilisation du bassin versant. En effet, si le volume de ruissellement est trop grand par rapport à ce qui peut être infiltré, un écoulement important peut se produire en surface, ce qui peut entraîner des nuisances ou des inondations aux points bas. En général, un réseau d'assainissement pluvial apparaît tout de même nécessaire, car lors d'événements extrêmes la saturation des zones perméables est souvent atteinte.

Une troisième interprétation, moins rigide, du zéro-rejet consiste à envisager une telle réglementation comme une incitation à faire du LID (on le rappelle, LID est l'acronyme pour *développement à faible impact*). En ce sens, il ne s'agit plus d'atteindre la valeur zéro en termes de débit ou de volume de ruissellement, mais tous simplement de les *minimiser*. Suivant cette interprétation, les réglementations zéro-rejet ne constituent pas des limites contraignantes, mais plutôt des « incitations à réfléchir » à la gestion des eaux pluviales.

Les trois lectures que nous avons tracées du zéro-rejet sont, toutes, des inter-

prétations par des techniciens et/ou des représentants des collectivités françaises : la première est celle en vigueur dans le SIVOA (sec. 6.3), la deuxième dans la CA du Douaisis (sec. 6.4), la troisième nous a été suggérée par un technicien du Service d'hydrologie urbaine de la Seine-Saint-Denis (T. Maytraud, *comm.pers.*).

Du point de vue de la recherche en hydrologie, une discussion du zéro-rejet est rare ; dans la synthèse d'une conférence sur les TA aux Etats-Unis en 2001, on peut lire que :

« Quelques collectivités ont récemment adopté des politiques d'impact « zéro » pour les eaux pluviales, même si on sait bien, maintenant, que des tels programmes sont un oxymore. Les participants à la conférence en ont discuté [...] et tous ont convenu que ces réglementations et politiques sont irréalisables [...]. » (Urbonas et Jones (2001), traduction de Guido Petrucci)

Tandis que le concept de zéro-rejet ne fait pas sens du point de vue hydrologique, il permet plusieurs lectures de la politique de CS souhaitable de la part des services d'assainissement des collectivités, qui peuvent avoir un sens hydrologique. Cette différence d'interprétation entre chercheurs et praticiens est un bon exemple de l'intérêt d'une démarche de recherche comme la notre, qui essaye d'intégrer les deux perspectives.

4.2. Perspectives méthodologiques

Dans cette section, nous allons reprendre certaines des études que nous avons préalablement citées pour mettre l'accent sur deux directions de recherche particulièrement importantes : les analyses de sensibilité, et l'observation directe des effets du CS.

4.2.1. L'analyse de sensibilité

L'effet d'une réglementation sur un bassin versant dépend de trois macro-facteurs : les caractéristiques du bassin (topographie, hydrographie, climat, etc.), les modalités de l'urbanisation (distribution, densité, assainissement, etc.) et la forme de la réglementation (type, niveau de la contrainte, degré d'application, etc.). A ces trois facteurs s'ajoute l'indicateur (ou les indicateurs) utilisé pour l'évaluation (type d'indicateur, grandeur concernée, point de mesure, etc.). Inversement, un élément primordial pour le choix d'une réglementation pertinente est la connaissance, au moins dans les grandes lignes, des liens entre ces trois facteurs et la réponse hydrologique du bassin versant. Cette connaissance peut être obtenue à partir d'analyses de la sensibilité de la réponse du bassin à des variations dans les facteurs.

Dans la littérature hydrologique à propos des réglementations de rejet, la seule analyse de sensibilité assez systématique est celle réalisée, pour les deux facteurs « bassin versant » et « urbanisation », par Goff et Gentry (2006). Les auteurs utilisent le modèle d'un bassin versant synthétique pour étudier la sensibilité du débit de pointe à l'exutoire par rapport à six paramètres décrivant le bassin et l'urbanisation, en considérant la présence de bassins de stockage à l'aval de tout aménagement. Les facteurs étudiés sont : la forme du bassin (classique ou allongé), la pente (douce ou raide), la taille des aménagements (i.e. l'échelle à laquelle les bassins de stockage sont installés, 8 ha et 32 ha), l'intensité des aménagements (l'imperméabilité à l'intérieur des aménagements, 20%, 38% ou 85%), le degré d'urbanisation (le pourcentage du bassin versant occupé par des aménagements, 25%, 50%, 75% ou 100%) et la localisation de l'urbanisation (les différentes valeurs de niveau d'urbanisation sont simulés à partir de l'aval vers l'amont ou vice-versa).

En simulant une pluie de projet décennale, ils trouvent que les facteurs les plus significatifs pour la détermination du débit de pointe à l'exutoire sont : la forme du bassin versant, le degré d'urbanisation, et sa localisation. Le stockage systématique (avec maintien du débit naturel) est plus efficace si l'urbanisation a lieu à l'amont que si elle a lieu à l'aval, et cette efficacité décroît au fur et à mesure que l'urbanisation augmente. A la limite, lorsque l'intégralité du bassin versant est urbanisée, il est impossible de préserver le débit naturel à l'exutoire. Dans les bassins versants allongés, le stockage apparaît moins efficace que dans ceux plus arrondis. Une remarque significative pour la modélisation des bassins versants que nous allons développer dans le chapitre 8 est que la taille des aménagements a un effet très limité et, surtout, que cet effet n'est pas systématique (i.e. dans certain cas des aménagements plus grands produisent des débits de pointe spécifiques plus importants que des aménagements plus petits, dans d'autres cas c'est le contraire). Cela nous permettra de négliger cet effet lorsque on considérera, dans les modèles, des TA non à la parcelle, mais agrégées par sous-bassins versants.

L'article de Fang et al. (2010), sans être une véritable analyse de sensibilité, montre quant à lui, la dépendance des estimations de débit de pointe du point de mesure choisi. Les auteurs étudient l'évolution du débit dans un grand bassin versant (136 km²) où l'urbanisation peut avoir lieu à différents sites (un à l'amont, un au milieu, un à l'aval). La mesure du débit de pointe est faite tout au long du cours d'eau récepteur. Le résultat de cette analyse, est que l'urbanisation (et le CS) du secteur amont ont un effet important, mais qui s'amenuise au fur et à mesure qu'on s'en éloigne vers l'aval du cours d'eau. Rapidement, la contribution des autres sous-bassins versants (dont les pics ne se superposent pas à celui de l'amont) et/ou l'atténuation de l'hydrogramme le long de l'écoulement, rendent l'impact marginal. Ce résultat permet d'expliquer pourquoi Goff et Gentry (2006) observent que le stockage amont est plus efficace que le stockage aval : il ne s'agit pas (ou du moins pas complètement) d'une véritable différence d'efficacité, mais plutôt d'une sensibilité différente du débit

à l'exutoire suivant la distance.

En dehors de ces deux études, la sensibilité de la réponse hydrologique aux réglementations n'a jamais été traitée de façon systématique. Même les études de scénarios de réglementations que nous avons discutées dans la première partie du chapitre (Fennessey et al., 2001; Konrad et Burges, 2001; Emerson et al., 2005; Mouy et al., 2007) n'offrent qu'une vision très limitée de cette réponse. En particulier, on ne trouve dans la littérature aucune analyse du troisième macro-facteur défini au début de ce paragraphe : la forme de la réglementation. C'est cette lacune dans la littérature hydrologique que nous allons aborder dans la partie III.

4.2.2. L'observation directe des conséquences du CS

“Data! Data! Data! — he cried impatiently. — I can't make bricks without clay.”

— Arthur Conan Doyle, Sherlock Holmes : The Adventure of the Copper Beeches, 1892

Au cours de ces dernières années, au delà de la seule modélisation, quelques recherches utilisant des données réelles pour comparer des situations sans et avec CS dans un bassin versant ont été publiées. En particulier, nous avons déjà cité l'article de Dietz et Clausen (2008) qui analyse deux lotissements tout au long du processus d'urbanisation, en montrant la variation du coefficient de ruissellement d'année en année. Notre analyse de l'étude de cas de Champigny-sur-Marne (Petrucci et al., 2012a) se basait sur deux campagnes de mesures réalisées avant et après l'équipement des parcelles d'un quartier (23 ha) avec des cuves de récupération/utilisation des eaux de pluie. A l'instar de Dietz et Clausen, nous avons utilisé des outils de modélisation pour intégrer le contenu des données mesurées. Meierdiercks et al. (2010b), au contraire, basent leur analyse sur les seules données et comparent trois bassins versants allant de 3.8 km² à 14.3 km² : deux bassins urbanisés, l'un sans l'application d'une réglementation, l'autre avec, et un bassin forestier de contrôle.

Dans la réalisation de ce type de recherche, il y a deux difficultés principales : la première est que les effets des réglementations émergent lentement, au rythme de la croissance et de la rénovation urbaine. Des mesures de ces effets demandent donc des temps d'observation très longs. La deuxième difficulté est que, parallèlement aux effets des réglementations, d'autres modifications peuvent intervenir dans le bassin versant qui en changent le comportement, masquant les effets du CS. Ces modifications peuvent être, par exemple, des évolutions de l'urbanisation ou des changements dans le réseau d'assainissement ou dans sa gestion. En revanche, cette difficulté peut constituer aussi un point fort de ces études : elles montrent les effets du CS dans des conditions réelles d'évolution de la ville, alors que les études menées sur les modèles considèrent

aujourd'hui des situations abstraites où le CS peut être isolé de son contexte. Pour faire avancer les modèles vers une description plus cohérente du CS dans la ville, le point de départ est l'ensemble des mesures directes des effets du CS.

Nous pouvons lire dans cette perspective les résultats de notre étude sur Champigny (Petrucci et al., 2012a). Nous avons observé, en effet, que les changements — sur trois ans — dans la réponse du bassin versant ne pouvaient être liés seulement à l'installation des cuves de récupération des eaux de pluie : même si le bassin était déjà complètement urbanisé, il subissait une augmentation — faible mais continue — de l'imperméabilisation des sols. Ce résultat est important pour les études sur le CS qui considèrent un développement de l'urbanisation : en général, ces études prennent en compte seulement l'urbanisation des sols non urbains, et considèrent que les sols déjà urbanisés sont « stationnaires ». Au contraire, nous avons montré que les évolutions des sols urbanisés peuvent avoir des effets sur le ruissellement du même ordre de grandeur que l'installation de cuves de récupération, et ne sont par conséquent pas du tout négligeables.

Au delà du cas de Champigny, qui ne concernait qu'un quartier de 23 ha, la seule recherche expérimentale sur les effets du CS qui se place vraiment à une échelle pertinente par rapport à une analyse des réglementations est celle de Meierdiercks et al. (2010b). Dans cette étude, les auteurs ne quantifient pas exactement les ouvrages de gestion des eaux pluviales, ni le détail de la réglementation en place, mais comparent 10 ans de mesures pluie-débit sur deux bassins versants urbanisés similaires, dont la différence principale est que l'urbanisation s'est produite, dans un cas, avant l'adoption d'une réglementation de débit naturel, dans l'autre cas après. En outre, ils prennent en compte un bassin versant de contrôle non urbanisé.

L'analyse qu'ils développent se base sur plusieurs échelles temporelles, de l'événement à l'année. A l'échelle de l'événement, ils observent une grande différence entre les deux bassins urbanisés, et notamment dans les temps de réponse. A l'échelle annuelle, le ruissellement moyen du bassin urbanisé sans CS est de 35% plus important que celui du bassin avec CS. Cependant, les résultats plus intéressants sont ceux de la comparaison avec le bassin versant de contrôle : même avec le CS, le ruissellement annuel est de 31% plus important que dans le bassin « naturel ».

La différence de comportement entre les bassins versants est plus marquée si on prend en compte la variabilité mensuelle. On voit bien, dans la figure 4.3, que le bassin versant forestier (*Baisman*) a un cycle saisonnier beaucoup plus accentué que les deux bassins urbains (*Dead Run* et *Upper GF*), avec un minimum dans les mois d'été. Les auteurs ne donnent pas une raison univoque de cette différence, mais suggèrent qu'elle peut être due à l'évapotranspiration de la végétation du bassin naturel. Comme dans d'autres études que nous avons citées (e.g. Booth et Jackson, 1997), la conclusion est que le CS (au moins par une réglementation de débit naturel) atténue les effets négatifs de l'urbanisation, mais il n'arrive pas à reproduire le comportement naturel

du bassin. L'originalité de cette étude est qu'elle met en lumière l'importance de considérer la variabilité temporelle dans les études sur l'effet du CS. On a vu que les études sur les modèles se basent souvent sur des pluies de projet ou — au mieux — sur des analyses négligeant la structure temporelle des débits, tels les courbes des débits cumulés (section 1.1). Cette étude confirme l'importance, déjà signalée à propos du *water balance* (section 1.3) de prendre en compte la saisonnalité du cycle de l'eau pour étudier le CS. On peut imaginer que, si l'importance de cet aspect continue d'être remarquée par les études de terrain, il deviendra une perspective importante pour les modélisateurs.

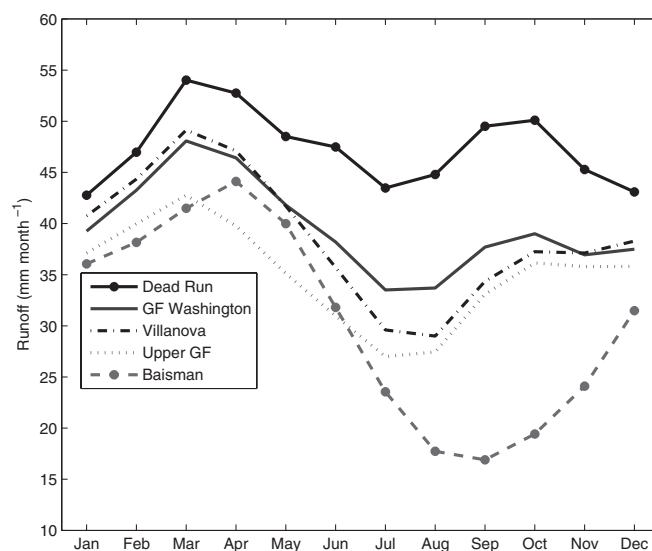


FIGURE 4. Seasonally Varying Mean Runoff in mm for the Dead Run, Gwynns Falls at Washington Boulevard, Villanova, Upper Gwynns Falls, and Baisman Run Watersheds (WY 1999-2008).

FIGURE 4.3.: Variation saisonnière du ruissellement. *Dead Run* est le bassin versant urbanisé sans CS, *Upper GF* le bassin versant avec CS et *Baisman* le bassin versant de contrôle. Source : Meierdiercks et al. (2010b).

4.3. Conclusion : les réglementations et l'hydrologie urbaine

Deutsch et Vullierme (2003) remarquent comment, pendant soixante-dix ans, l'évidence de la pollution des eaux pluviales a été « oubliée » par les concepteurs des réseaux d'assainissement. Cet oubli, affirment-ils, a permis la mise en œuvre des réseaux séparatifs. De la même façon, nous avons vu dans ce chapitre que le problème de l'effet macroscopique du CS a été oublié, à son tour, pendant une quinzaine d'années. Cet oubli correspond au temps qu'il aura fallu aux collectivités pionnières pour se pencher sur les nombreux problèmes des TA (implémentation, entretien, responsabilités, etc.) sans avoir à se préoccuper de leurs effets d'ensemble. D'autre part, dans une phase où les TA étaient rares dans un bassin versant, leurs effets d'ensemble — tant positifs que négatifs — étaient faibles. Nous avons vu aussi que ces effets sont remis en discussion lorsque les hydrologues disposent d'outils et de connaissances plus perfectionnés, mais surtout lorsque de nouveaux objectifs sont assignés à l'assainissement et qu'une vision plus large de l'environnement s'affirme.

D'ailleurs, cette observation se base principalement sur des recherches menées aux Etats-Unis. En France les études sur l'effet global des réglementations n'ont jamais été nombreuses. Au contraire des études hydrologiques de grande échelle, les travaux français sur les TA, sur leur mise en place et entretien, sur la qualité des effluents, sur les aspects institutionnels etc. sont répandus, signe de l'intérêt de la communauté des chercheurs pour ces objets techniques. Alors pourquoi ce manque d'intérêt pour l'effet d'ensemble des réglementations, alors qu'elles existent depuis les années quatre-vingts ?

On peut formuler ici une hypothèse que nous développerons dans le chapitre suivant, ainsi que dans la partie II. Aux Etats-Unis, le CS a été depuis le début centré sur les réglementations de débit naturel. Ces réglementations diffèrent des réglementations de débit, typiques en France, dans la mesure où elles ne demandent aucun raisonnement *a priori* à l'échelle du bassin versant : chaque aménagement est indépendant des autres. On peut qualifier ces réglementations de libérales, au sens qu'elles minimisent l'intervention de la puissance publique dans le domaine privé. Cependant, l'absence d'une coordination des efforts individuels fait que l'effet à grande échelle est inconnu : si on peut *a priori* supposer que le débit global du bassin reste identique à celui du bassin versant non aménagé, dans les faits des chercheurs ont signalé depuis les années soixante-dix que ce n'est pas le cas. Il fallait donc trouver une méthode de calcul pour estimer le comportement global du bassin versant, et cela relevait de la recherche hydrologique.

Au contraire, en France et où on a appliqué des réglementations de débit, suivant une approche dans laquelle la puissance publique coordonne les efforts individuels, on sait *a priori* que, *si tout le bassin versant est contrôlé*, on ne pourra pas dépasser

la valeur de débit spécifique qui a été imposée. De cette règle, on déduit un effet du CS à l'échelle du bassin et à long terme immédiatement prévisible, correspondant à la valeur de débit choisie. Dans le choix même de la forme de réglementation il y a, donc, une simplification drastique du problème hydrologique : le technicien cesse de se poser la question de l'effet global, et ne sollicite pas le chercheur pour trouver une réponse. Cette simplification peut être questionnée à deux titres : en premier lieu, elle suspend toute volonté d'estimation des effets du CS *a posteriori*. En second lieu, l'absence de recherches hydrologiques sur cette question a limité les analyses critiques de ces réglementations, en retardant l'évolution des pratiques.

Cette analyse des rapports entre recherche et types de réglementation nous permet de poser les prémisses de l'analyse des pratiques de réglementation que nous développerons dans la partie II. En outre, elle met en évidence un aspect fondamental du CS : la coordination entre la petite échelle, à laquelle on implémente les TA, et la grande échelle, à laquelle on considère l'assainissement dans son ensemble, et où on élabore les politiques de CS. Le rapport entre ces échelles sera l'un des objets principaux du chapitre suivant.

Parallèlement à cette analyse générale, il faut aussi récapituler les éléments de méthode pour l'évaluation des effets à grande échelle du CS, que nous avons pu mettre en évidence dans ce chapitre et qui constitueront la base de l'analyse hydrologique que nous réaliserons dans la partie III :

- même si on sort d'un référentiel centré uniquement sur les réseaux, l'étude des débits de pointe reste pertinente, et demande un choix cohérent des échelles de temps et d'espaces, ainsi que des événements pluvieux considérés ;
- cependant, comme on l'avait anticipé dans le chapitre 1, une grande partie des effets de l'urbanisation sur le cycle de l'eau est liée aux changements dans le comportement *courant* du bassin versant. Une étude de l'efficacité du CS doit inclure une analyse de la fréquence des débits faibles et intermédiaires ;
- toujours à propos de l'estimation des effets du CS, nous avons remarqué qu'une perspective importante est constituée par les analyses temporelles (*quand un certain débit se produit-il ?*) alors que, jusqu'à maintenant, même les études qui considèrent les débits courants se concentrent sur les fréquences (*pendant combien de temps un certain débit se produit-il ou est-il dépassé ?*) ;
- même si peu répandues dans la pratique et peu étudiées, les réglementations de volume apparaissent prometteuses pour résoudre les problèmes laissés ouverts par les réglementations de débit. Leur efficacité dans la réduction des débits de pointe, par contre, ne fait pas l'unanimité ;
- analyser la sensibilité du comportement des bassins versants au type de réglementation et au niveau de contrainte imposé pourrait apporter des éléments importants pour la compréhension du fonctionnement hydrologique du CS, mais aussi pour l'élaboration de réglementations adaptées aux territoires.

Chapitre 5.

Contrôle à la source, échelles et modélisation

« [...] on jouit de là d'un coup d'œil féérique [...] Surtout on embrasse à la fois des choses qu'on ne peut voir habituellement que l'une sans l'autre, comme le cours de la Vivonne et les fossés de Saint-Assise-lès-Combray, dont elle est séparée par un rideau de grands arbres, ou encore comme les différents canaux de Jouy-le-Vicomte. Chaque fois que je suis allé à Jouy-le-Vicomte, j'ai bien vu un bout du canal, puis quand j'avais tourné une rue j'en voyais un autre, mais alors je ne voyais plus le précédent. J'avais beau les mettre ensemble par la pensée, cela ne me faisait pas grand effet. Du clocher de Saint-Hilaire c'est autre chose, c'est tout un réseau où la localité est prise. Seulement on ne distingue pas d'eau, on dirait de grandes fentes qui coupent si bien la ville en quartiers, qu'elle est comme une brioche dont les morceaux tiennent ensemble mais sont déjà découpés. Il faudrait pour bien faire être à la fois dans le clocher de Saint-Hilaire et à Jouy-le-Vicomte. »

— Marcel Proust, Du côté de chez Swann, 1913

Depuis le début de ce manuscrit, le terme « échelles » est utilisé dans deux acceptions : dans le chapitre 3, il concernait les niveaux institutionnels et territoriaux couverts par les réglementations de rejet ; dans le chapitre 4, il concernait l'articulation entre petite échelle et grande échelle, entre techniques alternatives (TA) et contrôle à la source (CS). Ce dernier aspect est un élément fondamental de l'idée même de CS : on traite un problème à grande échelle (l'assainissement de la ville) par des solutions à petite échelle, les TA. Nous avons vu que les réglementations de rejet, établies à grandes échelles et imposant la réalisation de TA, jouent un rôle d'articulation entre ces deux niveaux. En particulier, elles ont pour rôle de garantir la diffusion des TA

sur le bassin versant, tout en coordonnant ces efforts individuels pour parvenir aux objectifs collectifs de l'assainissement. Le problème qui se pose est dans le choix de ces réglementations : pour le mettre en œuvre il doit être possible de faire remonter un effet souhaité à grande échelle à des actions individuelles à petite échelle. Les instruments-clés pour réaliser cette opération sont les modèles hydrologiques.

Ce chapitre aborde la question des échelles de ce point de vue. Le propos est de définir le sens de « petite échelle » et de « grande échelle » par rapport au CS, et de comprendre leur articulation. La section 5.1, en particulier, traitera du rapport entre les échelles spatiales hydrologiques et urbaines, dans le but de définir des échelles pertinentes pour l'analyse des réglementations de rejet. La section 5.2 abordera ensuite la question du changement d'échelle : Blöschl et Sivapalan (1995) montrent que les processus hydrologiques couvrent une gamme d'échelles caractéristiques, tant spatiales que temporelles, et que, pour passer d'une échelle à une autre, il est nécessaire de prendre en compte l'ensemble des processus intervenant à ces échelles. En partant du cadre développé par ces auteurs, et en passant du général (l'hydrologie) au particulier (l'étude du CS), nous allons analyser comment les échelles caractéristiques des processus sont modifiées par l'urbanisation et par l'assainissement, pour comprendre quels sont les processus significatifs dans le cadre de notre étude.

La section 5.3 sera consacrée aux modèles : sur la base des distinctions classiques entre modèles distribués et globaux et entre modèles physiques, conceptuels et empiriques, nous passerons en revue l'intérêt et les limitations de chacune de ces catégories pour l'étude des réglementations de rejet. Aujourd'hui, les modèles physiques distribués apparaissent comme la seule option significative à disposition des collectivités, même s'ils sont très consommateurs de ressources tant financières qu'humaines et, donc, difficilement généralisables. Les considérations théoriques développées nous permettront d'analyser les raisons qui portent à préférer ce type de modèles, et nous verrons que les modèles conceptuels et empiriques (au moins dans le long terme) ont eux aussi, potentiellement, un rôle important à jouer.

5.1. Le rapports entre les échelles spatiales hydrologiques et urbaines

5.1.1. Le bassin versant en hydrologie urbaine

L'élément spatial à la base de tout raisonnement hydrologique est le bassin versant. Une définition de base du bassin versant en hydrologie « naturelle » (en opposition à l'hydrologie urbaine) est : *la partie de territoire dont les eaux de ruissellement sont acheminées vers une section donnée du réseau hydrographique, dénommée exutoire*

(Greppi, 1999) ; pour toute section d'un réseau hydrographique naturel, on peut définir un bassin versant (BV).

Cette définition ne fournit pas une échelle (spatiale) hydrologique précise : tant qu'il contient un réseau hydrographique, un bassin versant peut être vu comme un ensemble de sous-bassins et, si le réseau hydrographique se poursuit à l'aval de son exutoire, il peut être considéré comme le sous-bassin d'un bassin plus grand (à ce propos, on peut rappeler la classification des réseaux hydrographiques de Strahler (1957)). Les méthodes de l'hydrologie n'imposent donc pas une échelle spatiale précise, qui sera donnée par l'application spécifique qui est l'objet de la recherche (Bergstrom et Graham, 1998; Singh et Woolhiser, 2002) : pour une question hydrologique donnée il faut choisir un exutoire et un BV pertinents, et cette opération définit l'échelle de travail.

En milieu urbain, la pratique de l'assainissement a amené à remplacer le réseau hydrographique par un réseau artificiel, soit de surface soit enterré¹. Le rapport entre ce réseau et le réseau hydrographique naturel préexistant n'est pas univoque, car le développement des réseaux d'assainissement :

1. imite en effet le réseau naturel, dans la mesure où on essaye de suivre les pentes du sol et de maintenir un écoulement gravitaire. Un exemple est celui des petits cours d'eau urbains qui ont été busés et intégrés au réseau d'assainissement ;
2. mais modifie le réseau naturel pour suivre le développement urbain. On peut prendre l'exemple du quartier du Village Parisien à Champigny (Petrucchi et al., 2012a), où le collecteur qui reçoit les eaux du quartier passe à quelques dizaines de mètres de l'ancien thalweg. A une autre échelle on trouve l'exemple, déjà évoqué dans la section 2.2, de Chicago, où, en 1900, un canal détourna les eaux de la ville du lac Michigan vers la rivière Des Plaines. La conséquence était que ses eaux rejoignaient le golfe du Mexique au lieu de l'océan Atlantique (Lanyon, 2007) : la ville avait changé de bassin versant.

La structure et la complexité du réseau d'assainissement rendent moins univoque la définition « classique » de bassin versant (Chocat et al., 1997, p.119-121). En particulier, les deux points mentionnés comme critiques par Chocat et al. sont la présence (i) de maillages et (ii) d'exutoires multiples. En effet, dans ce contexte, pour certains points du réseau il peut être impossible de définir un bassin versant unique. La délimitation d'un BV en milieu urbain devient donc une opération délicate et souvent, dans la pratique, on considère non pas le BV d'une section du réseau, mais celui du réseau dans son ensemble (i.e. le bassin versant de l'ensemble de ses exutoires, comme dans Chocat et Cabane (1999)).

Bien que la plupart des concepts et outils de l'hydrologie « naturelle » puissent, éventuellement après une adaptation, être appliqués aux BV urbains (Chocat et al.,

1. Unitaire ou pluvial. Par la suite, pour simplifier le discours, nous ferons références au cas du réseau pluvial.

1997, p.129), cette modification du concept de BV nous donne un premier exemple de l'influence exercée sur l'hydrologie par la pratique de l'assainissement.

5.1.2. Bassin versant et échelles urbaines

Sur cette base, nous allons maintenant analyser le rapport entre le bassin versant urbain et les « échelles urbaines ». La définition de ces échelles ne peut se faire sans ambiguïté, à cause de la variabilité des formes et des tissus urbains. Par exemple, la définition de quartier selon le *Dictionnaire de l'urbanisme et de l'aménagement* (Merlin et al., 1988) fait référence à une grande pluralité de critères :

« (i) la configuration des sites et la topographie, [...] (ii) la période de première construction et les caractéristiques historiques, architecturales et urbanistiques qui en ont résulté, [...] (iii) la typologie dominante des bâtiments, [...] (iv) les fonctions qui y sont exercées principalement, [...] (v) la répartition des groupes sociaux ou économiques, [...] (vi) la séparation des groupes ethniques dans certaines villes [...]. »

On peut cependant limiter la définition aux échelles spatiales et à la problématique de l'assainissement pluvial, ce qui permet de définir une classification des ordres de grandeur caractéristiques, comme celle proposée par Heaney et al. (1998) pour le contexte urbanistique américain :

1. la parcelle (*individual parcel*) ;
2. l'îlot (*block*), d'une taille d'environ 2 ha à 8 ha ;
3. le lotissement (*subdivision*), allant de 10 ha à 40 ha ;
4. le quartier (*neighborhood*), de 40 ha à 400 ha ;
5. la ville nouvelle (*New Town*), avec une population de 20 000 à 60 000 habitants.

Evidemment, les différences entre les formes de l'urbanisation en Europe et aux Etats-Unis font que les tailles caractéristiques des différentes échelles sont plus petites sur le vieux continent, même si des variabilités locales peuvent exister.

En analysant, entre autres, des publications de l'Institut d'Aménagement et d'Urbanisme de la région Île-de-France (IAU-IdF) qui abordent, directement ou indirectement, le problème des échelles, nous avons essayé de définir des ordres de grandeur valables pour le contexte français, ou du moins pour l'Île-de-France (Bordes-Pagès et al., 1995; Naudin-Adam et Zunino, 2007; Zunino et al., 2009). On peut distinguer quatre échelles principales :

1. la parcelle, d'une superficie comprise entre quelques dizaines et quelques centaines de m² (10² m²-10³ m²) ;
2. l'îlot, un ensemble de parcelles délimité par un polygone de routes, qui selon les travaux de l'IAU-IdF peut aller de 0.5 ha à 1.5 ha en milieu urbain dense, et de 3 ha à 5 ha pour de l'habitat individuel (10³ m²-10⁵ m²) ;

3. le quartier, un ensemble d'îlots, plus ou moins homogène, qui peut aller de quelques ha à plusieurs centaines comme les arrondissements parisiens ou lyonnais (10^5 m^2 - 10^7 m^2);
4. l'agglomération (ou la ville) dont la taille peut varier de quelque km^2 à plusieurs milliers (10^6 m^2 - 10^9 m^2).

A ces échelles il faut ajouter les lotissements et les Zones d'Aménagement Concerté (ZAC), de taille très variable, qui recoupent au moins partiellement l'échelle du quartier.

Quel est le rapport entre ces échelles et les bassins versants urbains ? Si on considère les parcelles, par exemple, elles ne constituent pas nécessairement un bassin versant élémentaire, dans la mesure où une partie des eaux peut être envoyée au réseau pluvial (e.g. les eaux de toiture), tandis qu'une autre partie peut ruisseler sur la chaussée (e.g. les eaux d'une voie d'accès). Un îlot peut lui aussi avoir plusieurs exutoires, si les parcelles qui le composent sont desservies par des branches différentes du réseau d'assainissement.

Cependant, si on élargit l'échelle d'observation au delà de l'échelle de l'îlot, on commence à observer une coïncidence entre la structuration de la ville et la structuration du réseau d'assainissement. Ce dernier, en effet, est souvent conçu en liaison avec l'échelle du quartier : c'est souvent lorsqu'un quartier (ou un lotissement, ou une ZAC) est planifié, que son assainissement est mis en place. Si, donc, il n'est pas possible d'identifier des bassins versants à une échelle urbaine très fine (la parcelle, l'îlot), à partir d'une certaine taille le découpage de la ville en bassins versants devient relativement aisé, car chaque parcelle ou îlot est drainée par une partie du réseau qui a été conçue à cet effet.

En conclusion, on peut dire que c'est le réseau d'assainissement, conçu en parallèle à la ville et modifiant, là où c'est nécessaire, la structure des bassins versants naturels, qui réalise le lien entre échelles urbaines et échelles hydrologiques². Ce lien a cependant des limites : d'une part, il n'est pas défini pour des échelles spatiales trop petites, ce qui contraint le choix des échelles d'analyse pertinentes ; d'autre part, il repose sur l'hypothèse que le réseau fonctionne normalement. Lorsque cela n'est pas le cas, typiquement lors des inondations, l'eau peut reprendre son chemin naturel. Pour reprendre l'exemple du Village Parisien à Champigny-sur-Marne, où le réseau pluvial ne coïncide pas avec le réseau hydrographique naturel, lorsque le réseau est saturé, l'eau déborde sur la chaussée et dans les maisons construites à l'emplacement de l'ancien thalweg.

2. Une conséquence de la structuration de la ville par les réseaux, qu'on verra dans la suite du chapitre, est que les modèles les plus utilisés en hydrologie urbaine, aujourd'hui, se basent sur une division de la ville en sous-bassins versants, des « unités hydrologiques » indépendantes l'une de l'autre, et définies en fonction du réseau.

5.2. Le changement d'échelle en hydrologie

Après avoir brièvement analysé le rapport entre échelles hydrologiques et urbaines, ce qui nous a fourni des ordres de grandeur des échelles spatiales à prendre en compte, nous allons maintenant aborder le point principal de ce chapitre : le passage de l'échelle de la parcelle (l'échelle des TA), à l'échelle du bassin versant urbain (l'échelle du CS).

Pour traiter ce point, nous allons nous baser sur le cadre théorique développé par Blöschl et Sivapalan (1995), à propos des échelles en hydrologie. L'idée fondamentale que nous allons utiliser est que chaque processus hydrologique a des échelles spatio-temporelles caractéristiques. Pour passer d'une échelle à une autre il est nécessaire de prendre en compte l'ensemble des processus qui correspondent aux échelles en jeu. Un exemple très clair pour illustrer ce concept est celui du pot de fleur (Lebel, 1990) : on peut facilement mesurer le bilan hydrique d'un pot de fleur, où la pente et les écoulements latéraux sont inexistantes ou négligeables, mais on ne peut pas extrapoler les résultats à l'échelle d'un bassin versant, où l'influence des écoulements latéraux est prépondérante³.

Blöschl et Sivapalan (1995) proposent une synthèse graphique des échelles caractéristiques des processus hydrologiques (Figure 5.1), que nous allons utiliser comme point de départ pour notre discussion sur les échelles et les processus d'intérêt en hydrologie urbaine en général, et dans le cadre de notre étude en particulier.

La figure 5.1 représente dans un plan espace-temps les principaux phénomènes hydrologiques. En haut à gauche se trouve le grand domaine des eaux souterraines (*groundwater*), qui ont des échelles d'espace très variables et des échelles de temps en général plus longues que les eaux de surface, qui se trouvent effectivement plus en bas dans le graphique (échelles de temps plus courtes à parité d'échelle spatiale). On peut observer aussi les deux « lignes » horizontales, correspondantes aux forçages de périodicité journalière et annuelle. De l'analyse de Blöschl et Sivapalan (1995) on peut reprendre trois remarques :

- la superposition de certains phénomènes représente un décalage temporel. On voit par exemple que pour une même échelle spatiale, le ruissellement hortonien — désigné dans la figure par *Infiltration excess overland flow*, et qui comprend aussi le ruissellement sur les surfaces imperméables — a une réponse plus rapide que le ruissellement sur sol saturé (*Saturation excess overland flow*), qui n'intervient qu'après la saturation ;
- du point de vue des échelles spatiales, on observe que l'écoulement canalisé (*channel flow*), qui correspond au début du réseau hydrographique proprement dit, survient à partir de longueurs de l'ordre de presque 1 km, et remplace progressivement l'écoulement superficiel (hortonien et sur sol saturé). En milieu

3. Pour un exemple inverse, où on essaye de passer de la grande à la petite échelle, on peut voir l'exemple de l'oasis dans Becker et Braun (1999).

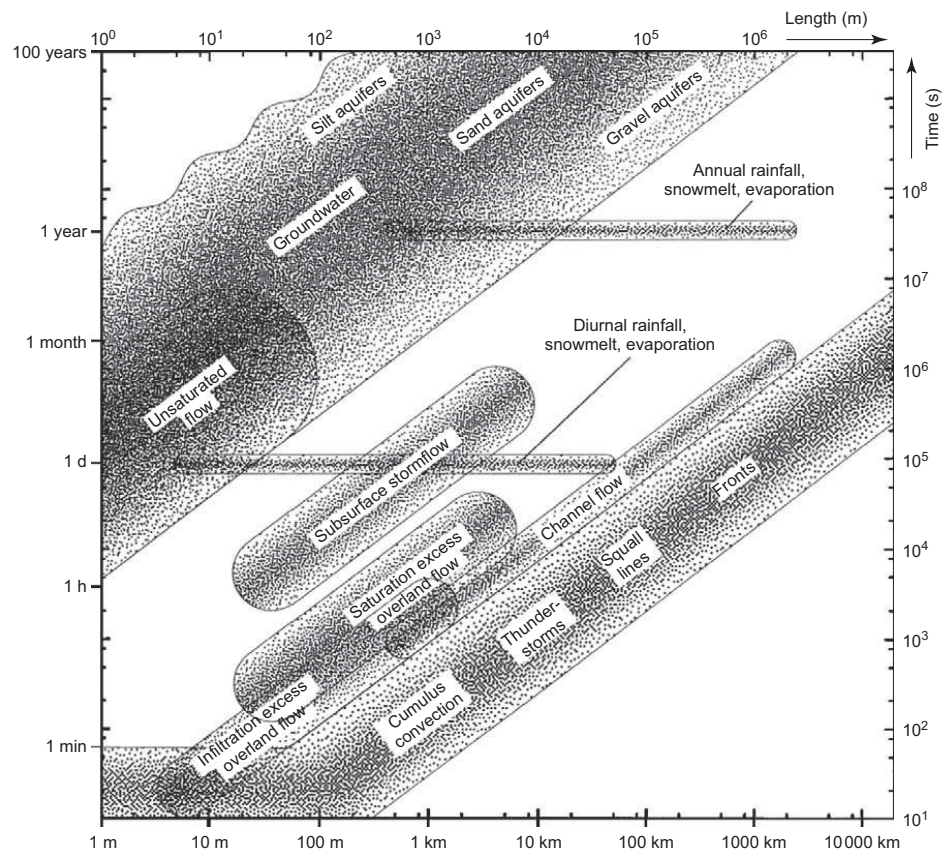


FIGURE 5.1.: Schéma des relations entre échelles temporelles et spatiales en hydrologie (échelles logarithmiques). Source : Blöschl et Sivapalan (1995).

- urbain, ce phénomène commence au niveau des caniveaux et des gouttières, et se poursuit dans le réseau d'assainissement. Il s'agit d'une des principales différences entre les échelles de l'hydrologie naturelle et de l'hydrologie urbaine, que nous discuterons par la suite ;
- l'inclinaison des régions de la figure suggère l'existence de vitesses caractéristiques des phénomènes, non constantes compte tenu des échelles logarithmiques de la figure 5.1. Un exemple de ce rapport entre échelles spatiales et temporelles est que, si on observe la forme d'un hydrogramme (avec l'échelle des temps donnée), on peut grossièrement déduire la taille du bassin versant qui l'a produit. Si l'hydrogramme est bref, avec une crue et une décrue rapides, le BV est petit ; au contraire, s'il est aplati, le BV est plus grand (Blöschl et Sivapalan, 1995). Or, nous avons déjà vu cette même distinction entre hydrogrammes rapides et aplatis en figure 1.2 : il s'agissait du changement des hydrogrammes suite à l'urbanisation du BV. Cet exemple illustre comment peuvent changer, dans le passage à l'hydrologie urbaine, non seulement les échelles des processus, mais aussi leurs vitesses caractéristiques.

5.2.1. Et en hydrologie urbaine

L'urbanisation et l'assainissement par réseau déterminent, aujourd'hui, les processus hydrologiques spécifiques du milieu urbain. En quoi modifient-ils les échelles caractéristiques de l'hydrologie urbaine ?

Selon l'« Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement » (Chocat et al., 1997, p. 981),

« En milieu urbanisé et, en particulier dans les cas de bassins versants de faible superficie (quelques dizaines à quelques centaines d'hectares), le poids des hétérogénéités spatiales des précipitations est réduit en même temps qu'est limitée la variabilité des temps de concentration en raison de la nature artificielle des réseaux de collecte. [...] en milieu naturel ou rural, le poids du temps de ruissellement superficiel est prépondérant par rapport à celui de l'écoulement dans le réseau hydrographique [...] Dans ces conditions, les temps de parcours de l'eau en surface avant qu'elle n'atteigne le réseau hydrographique [...] sont extrêmement variables au cours d'une précipitation ou d'une précipitation à une autre. Il en est d'ailleurs de même, quoique dans une moindre mesure, pour le réseau hydrographique [...]. A contrario, en milieu urbain, hors des situations caractérisées d'inondation pluviale, les temps de parcours en surface sont limités artificiellement et le temps de concentration est rapidement contrôlé par les temps de transit dans les réseaux artificiels de collecte (caniveaux, égouts) qui sont beaucoup moins variables que dans les réseaux hydrographiques naturels. »

Comment traduire ce discours en termes d'échelles des processus ? En premier lieu nous allons utiliser la discussion de la section 5.1 pour limiter le domaine à prendre en compte. En reportant les échelles spatiales urbaines que nous avons définies sur la figure 5.1 nous concentrons l'analyse sur les échelles spatiales propres de l'hydrologie urbaine (figure 5.2).

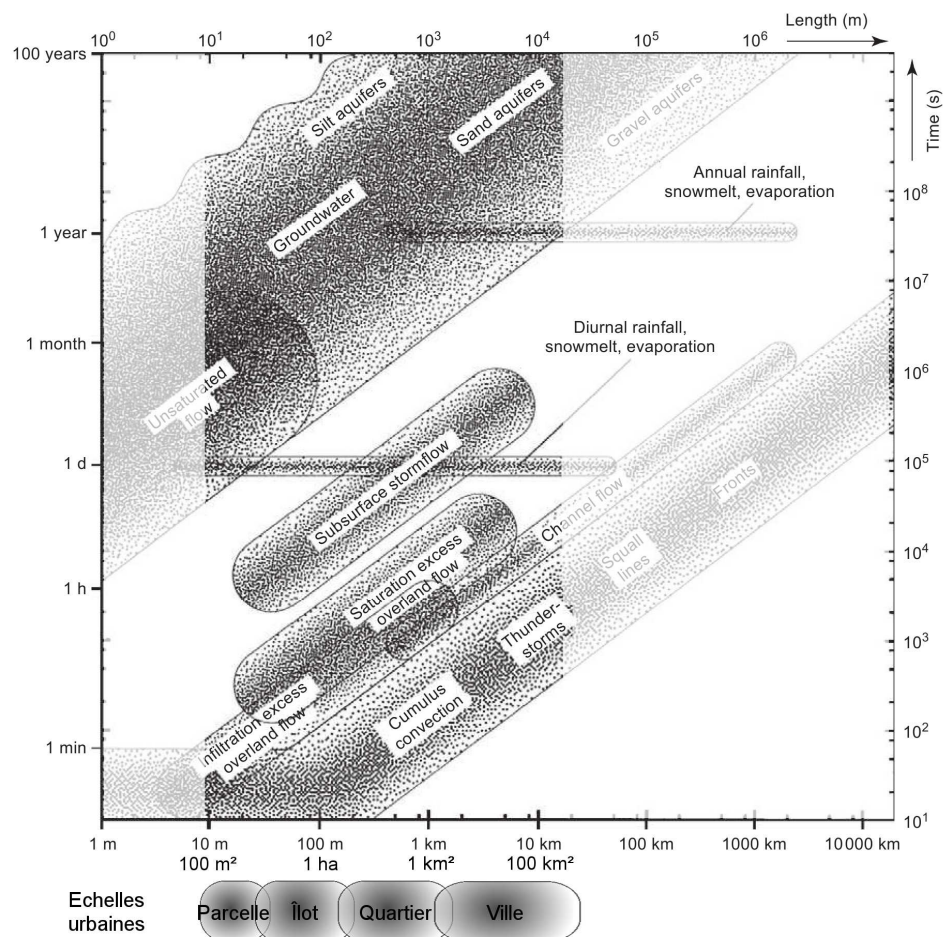


FIGURE 5.2.: Echelles temporelles et spatiales en hydrologie urbaine. A partir de : Blöschl et Sivapalan (1995).

Nous considérons alors les modifications dans les échelles caractéristiques des processus liés au contexte urbain. Nous considérons les flux dans le réseau d'assainissement, en supposant que ce dernier recueille toutes (mais uniquement) les eaux de ruissellement du bassin versant. Nos deux hypothèses sont donc :

1. toute la superficie du bassin, directement ou indirectement, est drainée par le réseau d'assainissement ;

2. le réseau n'a pas d'échanges avec la nappe, ou ces échanges sont négligeables.

Ces deux hypothèses sont acceptables, en première approximation, pour un BV complètement urbain. Pour une analyse plus détaillée, il faudrait prendre en compte les processus d'échange entre le réseau et la nappe, qui peuvent être importants surtout à des échelles de temps annuelles. En outre, dans un bassin en cours d'urbanisation, des secteurs peuvent ne pas être drainés par le réseau d'assainissement mais par le réseau hydrographique naturel, qui est aussi en interaction avec la nappe.

Sous ces hypothèses, nous pouvons négliger tant la nappe (l'ensemble *Groundwater* dans la figure) que les écoulements de subsurface (*Subsurface stormflow*). Il ne nous reste donc, à l'exception des forçages atmosphériques que nous considérons indépendants de l'urbanisation, que trois processus-clé d'écoulement : le ruissellement sur sol non saturé, le ruissellement sur sol saturé, l'écoulement canalisé⁴. Comment ces processus changent-ils sous l'effet de l'urbanisation ?

- ruissellement sur sol non saturé. Ce terme comprend tant le ruissellement hortonien proprement dit (sur les surfaces perméables), que celui sur les surfaces imperméables. Tandis que le premier ne subit pas de changements majeurs, le deuxième est plus rapide que dans le cas des sols naturels (section. 1.1). Par conséquent, pour une même échelle spatiale, l'échelle temporelle minimale est réduite en raison de cette composante plus rapide du ruissellement. En outre, à cause de la présence du réseau, le ruissellement de surface est très limité spatialement (à quelques centaines de mètres, ou à l'échelle de l'îlot) par rapport au cas naturel. L'échelle spatiale maximale de ce processus est donc plus petite que dans le cas de l'hydrologie naturelle ;
- ruissellement sur sol saturé. Ce processus est lié aux surfaces perméables, et n'amène pas à une augmentation des vitesses contrairement au point précédent. En revanche, la limitation de l'échelle spatiale est la même ;
- écoulement canalisé. Il s'agit de l'écoulement en réseau, mais aussi dans les caniveaux et les autres ouvrages de collecte. Il est plus rapide que dans le cas naturel, et on aura donc une diminution des échelles de temps (décalage vers le bas dans la figure). Comme on l'a déjà remarqué, en raison de la densité du réseau, il démarre à des échelles spatiales très réduites, on observe donc globalement un décalage vers le bas et la gauche de la figure.

L'ensemble de ces considérations, résumées dans le tableau 5.1, nous permet de modifier le schéma de Blöschl et Sivapalan (1995) pour l'hydrologie urbaine. Le résultat est montré dans la figure 5.3.

Observations sur la figure 5.3. La pratique de l'assainissement par réseau produit une simplification de l'hydrologie en milieu urbain : séparation plus nette entre les

4. Ces trois processus sont ceux généralement considérés par les modèles d'hydrologie urbaine. Voir à ce propos, et pour un raisonnement similaire, la thèse de Cantone (2010).

Processus	Echelle spatiale	Echelle temporelle
Ruissellement sur sol non-saturé	Limité à l'îlot	Accéléré
Ruissellement sur sol saturé	Limité à l'îlot	—
Ecoulement canalisé (réseau)	De l'îlot à la ville	Accéléré

Tableau 5.1.: Modification des échelles des processus hydrologiques en milieu urbain.

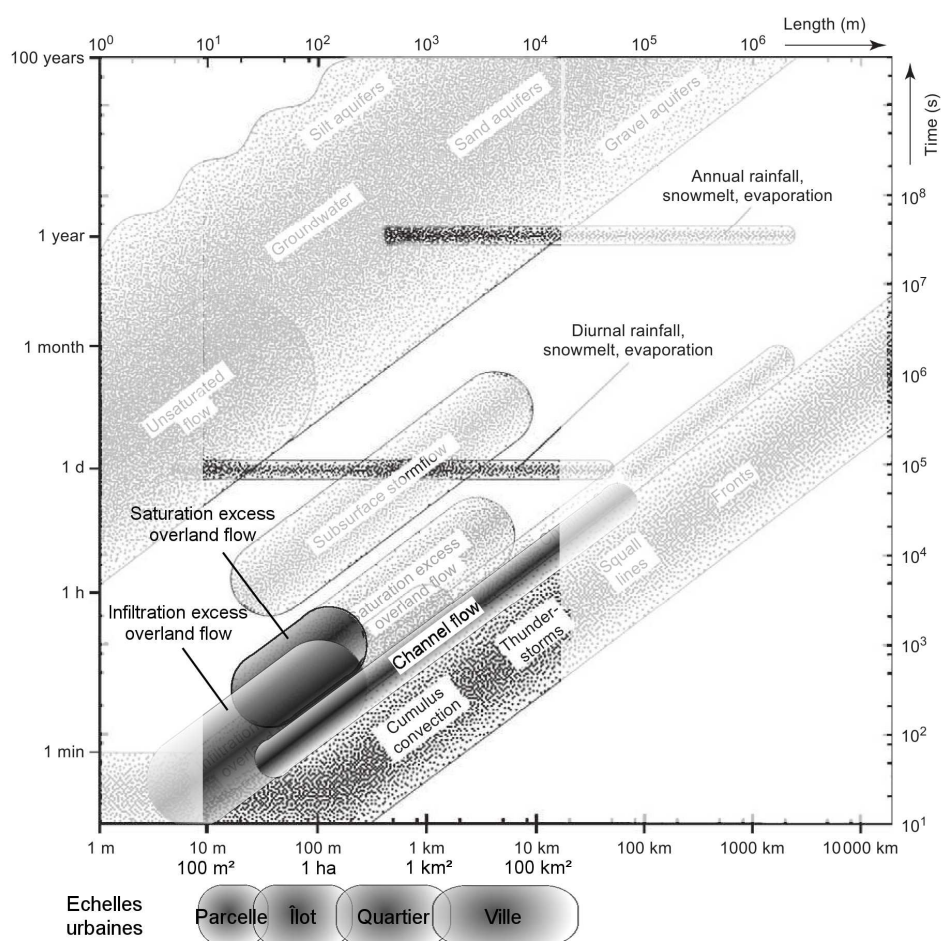


FIGURE 5.3.: Echelles temporelles et spatiales en hydrologie urbaines en présence d'un réseau pluvial dense. A partir de : Blöschl et Sivapalan (1995).

processus, avec des superpositions très limitées. Cette séparation de fait est celle qui permet la modélisation séparée des phénomènes de production et transfert du ruissellement (tant hortonien que par saturation sur les surfaces du bassin versant) et de transport (écoulement en réseau), qui est typique en hydrologie urbaine (on en parlera dans la section suivante). Si la présence du réseau justifie l'usage de cette typologie particulière de modèles, il n'est pas étonnant que la modélisation des milieux périurbains pose tant de questions aux hydrologues tant des milieux naturels qu'urbains (Andrieu et Chocat, 2004; Furusho, 2011) : même si les processus décrits sont les mêmes dans les différentes parties du bassin versant, leurs caractéristiques sont différentes.

En deuxième lieu, émerge une échelle « seuil », de l'ordre de la dizaine d'hectares, à partir de laquelle aucun nouveau processus n'intervient. En termes pratiques, cela est dû au fait que les eaux, une fois entrées dans le réseau, sont acheminées par celui-ci jusqu'à l'exutoire du bassin versant. L'implication principale pour notre recherche (et en particulier pour le choix des terrains pour l'analyse hydrologique) est que, du point de vue des processus hydrologiques en jeu, un bassin versant à l'échelle du quartier est équivalent à un bassin versant à l'échelle de la ville. Alors que, si les processus changeaient, on ne pourrait extrapoler les résultats d'une échelle à l'autre (voir l'exemple du pot de fleur au début de cette section), si les processus sont les mêmes on peut le faire. En conclusion, pour étudier les effets du CS à l'échelle de la ville, on peut se limiter à des bassins versants de l'ordre de quelques dizaines à quelques centaines d'hectares.

L'écoulement dans le réseau d'assainissement Pour conclure cette section qui a montré, notamment, l'importance du rôle du réseau d'assainissement dans le changement d'échelle en milieu urbain, nous allons reprendre la liste et la description des phénomènes principaux qui influencent ce processus, proposée par Kovacs (1988) :

- propagation des hydrogrammes. Un collecteur d'un réseau ne propage pas l'eau instantanément vers l'exutoire, mais agit comme un transformateur d'hydrogrammes : il en décale la pointe de débit et l'atténue⁵, il en déforme l'allure générale ;
- superposition des hydrogrammes. Le réseau concentre les hydrogrammes en provenance des différentes parties de son bassin versant (hydrogrammes « locaux »). La connaissance des hydrogrammes locaux, ainsi que de leurs temps de parcours dans le réseau, permet d'évaluer le débit de pointe global, ce qui ne peut être fait si on ne connaît que les débits locaux maximaux (calculés, par exemple, par la formule de Caquot). Ce processus de superposition est crucial dans l'évaluation des effets du CS sur le débit de pointe (sections 4.1.1 et 4.1.2) ;
- influences aval. Ce phénomène se manifeste lorsque l'écoulement est de type fluvial (nombre de Froude $F < 1$), et dans ce cas les conditions aval peuvent

5. Le processus d'atténuation sera traité dans le chapitre 10.

influencer l'écoulement à l'amont. Cela se passe surtout sur des réseaux de faible pente, ou lorsque l'exutoire de certains tronçons se déverse directement dans un bassin ou une rivière dont le niveau est haut. La conséquence est que l'écoulement dans une conduite peut être nul ou même à contre sens par rapport à la pente, en causant des débordements même pour des débits inférieurs aux débits capables des canalisations.

A ces trois processus qui caractérisent le fonctionnement du réseau en toutes conditions il faut ajouter que, en conditions de mise en charge et débordement, (i) la propagation des débits dans le réseau change de façon significative en devenant quasi instantanée et (ii) l'écoulement et le stockage en surface peuvent redevenir très importants. En outre, l'écoulement dans le réseau peut être très influencé par la gestion des ouvrages mobiles, lorsqu'ils sont présents.

5.3. Les modèles hydrologiques

Sur la base des points précédents, nous pouvons maintenant aborder la discussion sur les instruments — les modèles hydrologiques — qui peuvent être utilisés pour assurer la description des transferts d'une échelle à l'autre, et qui peuvent aider au choix d'une réglementation de rejet. Tout d'abord, nous allons définir les différentes typologies de modèle et leurs caractéristiques ; ensuite, nous évaluerons leur pertinence pour le choix des réglementations de rejet.

Deux catégorisations typiques sont utilisées pour le classement des modèles (Singh et Woolhiser, 2002) :

- **Global/Distribué.** Cette catégorisation concerne la représentation spatiale et la description des bassins versants. Les modèles globaux traitent le bassin versant comme une unité, qui est caractérisée par des propriétés d'ensemble, tandis que les modèles distribués intègrent une répartition spatiale de ces propriétés⁶.
- **Empirique/Physique/Conceptuel.** Ce classement se fait sur la description des processus et de la structure mathématique à la base des modèles. Les modèles empiriques (les « boîtes noires ») utilisent des relations n'ayant aucun rapport avec le fonctionnement du système réel, mais choisies pour la capacité de relier les pluies et les débits (entrées et sorties du modèle) de la façon la plus adhérente possible aux données disponibles. Les modèles physiques, au contraire, se basent sur la description la plus précise possible du comportement de l'eau dans le bassin versant. Les modèles conceptuels sont, en quelque

6. En littérature on parle souvent de modèles distribués lorsque la distribution spatiale est faite suivant une grille régulière (découpage géométrique de la surface du BV) et de semi-distribués lorsque la distribution suit des sous-bassins (découpage fonctionnel). Nous n'allons pas adopter cette distinction puisque, à notre avis, il ne s'agit pas d'une différence substantielle dans l'usage ou pas d'informations spatialisées, mais plutôt d'une différence dans leur traitement.

sorte, une forme hybride : ils décrivent le comportement du bassin par une représentation mécaniste de son fonctionnement, intégrant des raisonnements physiques et/ou de l'analyse à partir des données.

Andréassian (2005) montre que ces catégories sont fortement liées à l'approche sous laquelle on aborde le changement d'échelle. L'approche *bottom-up*, qui consiste à partir de la modélisation d'une échelle donnée et ensuite à remonter vers des échelles plus grandes, correspond à la modélisation physique et donne lieu, généralement, à des modèles distribués. Au contraire, l'approche *top-down* consiste à aborder le problème à l'échelle où il se pose et, seulement ensuite, si c'est possible, à descendre à une échelle plus petite pour la relier à celle de départ (Sivapalan et Young, 2005). Cette approche débouche sur les modèles globaux, tant empiriques que conceptuels. Andréassian (2005) fait le choix de négliger ce dernier type de modèles dans sa catégorisation, en les assimilant aux modèles physiques. Toutefois, ils peuvent être intéressants à prendre en compte dans notre discussion, car ils permettent de réaliser des modèles non nécessairement basés sur les données, tout en gardant une approche *top-down*.

Le débat, dans la littérature hydrologique, entre les partisans de l'une et de l'autre approche est loin d'être clos. Les principaux arguments en faveur des modèles empiriques et globaux (voir, par exemple, Klemesš (1983); Andréassian (2005)) se basent sur l'observation que ces modèles sont au moins aussi performants, en termes d'estimations, que ceux distribués, tout en gardant une extrême simplicité, un effort de modélisation moindre, une bonne robustesse et une certaine univocité. En effet, le principal argument qui est opposé aux modèles distribués est celui de la surparamétrisation : la complexité de la description physique des processus fait apparaître un nombre très important de paramètres, qui doivent être déterminés. Pour autant que ces paramètres correspondent à des grandeurs mesurables, le problème est moindre, mais lorsque leur sens physique est moins clair (e.g. des états non-observables, des paramètres efficaces, équivalents ou moyens) ils doivent être calés sur les données (Ebel et Loague, 2006). Or, il y a un consensus sur le fait que les séries pluie-débit (i.e. les données classiques pour le calage des modèles) ne contiennent suffisamment d'informations que pour déterminer un nombre relativement réduit de paramètres (e.g. quatre, selon Jakeman et Hornberger (1993)). Par conséquent, pour ces modèles, le problème de calage est mal défini dans la mesure où il y a trop de degrés de liberté par rapport aux contraintes.

Les conséquences de la surparamétrisation évoquées par les détracteurs des modèles distribués sont très graves. En particulier, puisque le calage peut avoir une multiplicité de solutions, pour un même modèle plusieurs jeux de paramètres reproduisant tous aussi bien les données disponibles peuvent exister. On ne peut pas être sûr que le modèle représente vraiment le comportement du bassin versant réel (Ebel et Loague, 2006). Un des principaux travaux prenant la défense des modèles surparamétrés a été celui de Beven, dans une série d'articles sur le sujet (e.g. Beven et Binley, 1992; Beven, 2006). Il introduit pour cela la notion d'équifinalité : pour

un jeu quelconque d'observations (et plus généralement, pour un phénomène quel qu'il soit), plusieurs représentations sont admissibles. Il essaye de renverser la thèse selon laquelle, si plusieurs jeux de paramètres donnent les mêmes performances de simulation, le modèle est mal défini et « mauvais » : au contraire, si ses performances sont bonnes, tous les jeux de paramètres sont des descriptions valables du système réel. L'application pratique de ce principe, proposée par son auteur, est un cadre de modélisation (*Generalized Likelihood Uncertainty Estimation*, GLUE) dans lequel on sélectionne un grand nombre de modèles ayant des performances acceptables et on combine leurs simulations⁷.

Au delà de ce débat, quasi philosophique, sur la description de la réalité par des modèles, il y a des aspects plus pragmatiques qui motivent le choix d'une typologie de modèles plutôt qu'une autre.

Les modèles empiriques globaux (et donc l'approche *top-down*) permettent de traiter un problème donné à l'échelle où il est posé (Andréassian, 2005), et donc de ne prendre en compte que les phénomènes significatifs à cette échelle ; il s'agit d'une modélisation « parcimonieuse », tant du point de vue des paramètres (ce qui est l'usage courant du terme en modélisation) que du point de vue des données nécessaires : un modèle global ne demande, *a priori*, que la quantité d'information strictement nécessaire à traiter le problème.

Les modèles physiques distribués (et donc l'approche *bottom-up*), au contraire, demandent beaucoup d'informations au niveau des échelles inférieures à celle du problème mais, au niveau de l'échelle du problème, ils en nécessitent moins. Ils sont donc utiles lorsqu'on dispose d'informations détaillées à la petite échelle, et de peu ou pas de données à l'échelle du bassin versant (par exemple, lorsqu'on ne dispose que de séries pluie-débit courtes). Un autre grand avantage de ces modèles est qu'une fraction significative de leurs paramètres correspondent à des grandeurs mesurables sur le terrain (ou peuvent être estimés à partir de ces grandeurs). Cette caractéristique a deux implications principales :

1. la détermination des paramètres ne doit pas se faire uniquement sur la base de données pluie-débit, mais peut profiter d'autres sources d'informations non hydrologiques (typiquement les informations géographiques : cartes, photographies aériennes et spatiales, etc.). Si les séries pluie-débit ne contiennent que l'information suffisante pour le calage d'un petit nombre de paramètres, ces autres sources permettent d'en déterminer un nombre plus important, ou au moins d'en délimiter les intervalles de variation (Jakeman et Hornberger, 1993; Reggiani et Schellekens, 2005; Ebel et Loague, 2006).

7. Il faut remarquer que cette approche est surtout utilisée dans un cadre prédictif : le modèle est utilisé pour simuler le comportement futur du système, qui est considéré comme stationnaire. Nous ne connaissons pas d'exemples dans lesquels cette méthode a été utilisée pour la simulation de scénarios.

2. il est possible de modéliser des *scénarios* : un modèle empirique ne peut reproduire que le comportement du bassin versant tel qu'il est décrit par les données utilisées pour le calage, ou bien il faut utiliser les informations issues de l'observation d'autres bassins similaires (*régionalisation*). Au contraire, il est possible de modifier un modèle physique (paramètres, structure, etc.) pour qu'il reproduise des changements dans le BV qui ne se sont pas encore vérifiés et qui ne sont donc pas décrits par les données⁸.

Enfin, les modèles distribués sont nécessaires dans tous les cas où la solution d'un problème demande des résultats distribués spatialement (Reggiani et Schellekens, 2005; Ebel et Loague, 2006).

5.3.1. Quelle typologie de modèles pour les réglementations de rejet ?

Il y a donc deux approches possibles pour modéliser le CS à l'échelle du bassin versant et le couplage avec les TA : *bottom-up*, grâce aux modèles physiques distribués qui passent de l'échelle des parcelles à celle de la ville, et *top-down*, par des modèles empiriques globaux qui se limitent à représenter la ville dans son ensemble. Laquelle est la plus pertinente ?

Le premier constat que nous pouvons faire est que la grande majorité des travaux réalisés jusqu'à maintenant (chapitre 4) utilisent une approche *bottom-up* : la modélisation du bassin versant est faite de façon distribuée, et elle est modifiée en introduisant des TA à l'intérieur des modèles de sous-bassin versant (ou de maille, e.g. Perez-Pedini et al., 2005) pour simuler le comportement du système dans ces nouvelles conditions (e.g. McCuen, 1979; Goff et Gentry, 2006). Plus généralement, la plupart des modèles utilisés en hydrologie urbaine sont des modèles physiques distribués : SWMM (Rossman, 2004), MIKE-URBAN⁹, CANOE¹⁰, URBS (Morena, 2004; Rodriguez et al., 2005), etc. Ces modèles sont en effet particulièrement adaptés au milieu urbain, et cela pour plusieurs raisons qui, après les discussions de ce chapitre, sont claires :

- ils reproduisent la séparation des processus instaurée par l'assainissement par réseau, en considérant des surfaces (sous-bassins, parcelles, etc.) où se produit le ruissellement et un réseau où ce ruissellement s'écoule ;
- la simulation de l'écoulement en réseau, phénomène clé à l'échelle de la ville, est traitée avec beaucoup de soin, souvent par intégration des équations de Barré

8. Conceptuellement, la modélisation de scénarios est la même opération que la modélisation d'un BV non jaugé. En effet, on essaye de reproduire le comportement d'un BV dont on a pas de mesures de débit à l'exutoire. La différence pratique est que le point de départ est un modèle (incluant un jeu de paramètres) qui a pu être calé sur l'état actuel du bassin.

9. www.mikebydhi.com/sitecore/content/Microsites/MIKEbyDHI/Products/Cities/MIKEURBAN.aspx (octobre 2011). MIKE-URBAN regroupe les modèles MOUSE et MIKE-SWMM.

10. www.canoe-hydro.com/ (octobre 2011).

de Saint Venant dans leur version la plus complète, celle de l'onde dynamique, Hingray et al. (2009)). Cela permet d'intégrer la description de l'ensemble des phénomènes spécifiques de l'écoulement en réseau que nous avons décrits à la fin de la section précédente ;

- la division en sous-bassins permet de suivre aisément la structuration produite par le réseau d'assainissement, ce qui est plus difficile avec une division en mailles ;
- ils permettent d'intégrer avec facilité une grande quantité des données géographiques disponibles en milieu urbain (Rodriguez et al., 2005). Par conséquent ils ne nécessitent pas, *a priori*, beaucoup de mesures de débit à l'aval du réseau qui, elles, ne sont pas souvent disponibles en grande quantité.

A propos de l'étude des effets du CS, la motivation principale pour utiliser ces modèles est leur base physique qui permet, comme on l'a remarqué plus haut, de simuler des scénarios en modifiant certains paramètres du modèle calé sur la condition actuelle du bassin versant. Une deuxième raison est que l'un des phénomènes qui ont été identifiés comme critiques pour les réglementations de débit est la synchronisation des pics provenant des différentes parties du bassin. Or, ce phénomène est intimement lié à la distribution spatiale des surfaces du bassin, et ne peut être représenté par un modèle global. Pour cette raison, les études des réglementations de débit naturel réalisées avec des modèles globaux (e.g. Booth et Jackson, 1997, voir section 4.1.1) ne montrent jamais d'aggravation au niveau des débits de pointe.

Il y a donc de bonnes raisons d'utiliser une approche *bottom-up* dans l'étude du CS. C'est ce que nous ferons dans les chapitres 8 et 9. Mais cette approche est-elle strictement nécessaire et suffisante ? Faut-il pour autant abandonner l'approche *top-down* ? La modélisation physique distribuée demande un grand effort de mise en place (Crobeddu et al., 2007) : la collecte et le traitement des données, la modélisation en elle-même, le suivi (i.e. la mise à jour continue du modèle) deviennent plus complexes et coûteux à mesure que le modèle se complexifie (CERTU, 2003; Cantone et Schmidt, 2009). Le choix d'une réglementation de rejet, nécessite-t-elle vraiment de modéliser la ville dans le plus grand détail ? En faisant référence à la citation de Marcel Proust au début de ce chapitre, faut-il *vraiment*, pour bien faire, être à la fois dans le clocher de Saint-Hilaire et à Jouy-le-Vicomte ?

La principale limitation des modèles empiriques est leur besoin intensif de données pluie-débit. Ils ne permettent pas de simuler des scénarios à partir d'un modèle existant, car leur nombre réduit de paramètres n'est pas relié à des éléments descriptifs de l'état ou du fonctionnement des systèmes modélisés. La possibilité de recourir à la *régionalisation* apparaît cependant comme une solution potentielle : en se basant sur le calage du modèle sur un grand nombre de bassins versants, on peut déterminer des valeurs « de référence » des paramètres, qui peuvent être utilisées lorsqu'on ne dispose pas de données de calage pour un bassin spécifique. La régionalisation provient en effet de la simulation des bassins non jaugés. Un exemple, même s'il ne s'agit pas

d'un modèle complètement global et empirique, est celui du *Curve Number* (Endreny, 2005), une méthode basée sur des tableaux reliant l'usage du sol et l'état hydrique du BV à un indicateur (le *Curve Number*) qui permet de déterminer la précipitation efficace. Ces tableaux ont été développés pendant des décennies sur la base de mesures de BV jaugés, et cette méthode est toujours très largement utilisée pour sa simplicité.

On peut imaginer d'appliquer la régionalisation pour la simulation de scénarios de réglementations de rejet. Aucune objection théorique n'empêche de construire un modèle qui relie les caractéristiques du bassin versant et de la réglementation aux impacts du CS. Un tel modèle pourrait même avoir une simplicité comparable à celle du *Curve Number*, et ne demander la connaissance que de quelques variables décrivant le bassin et la réglementation : même si sa fiabilité serait probablement moindre que celle d'un modèle distribué intégrant un grand nombre d'informations spécifiques, les avantages, pour les collectivités, sont évidentes. En revanche, pour réaliser un tel modèle il faudrait disposer d'un nombre très important de mesures de débit à l'aval de bassins versants soumis depuis longtemps à des réglementations¹¹. On a vu, dans le chapitre 4, que les données de ce type sont très rares (à une échelle spatiale et temporelle significative, nous n'avons trouvé que la recherche de Meierdiercks et al. (2010b)) et, d'ailleurs, même la définition d'un échantillon de bassins versants adaptés pourrait s'avérer difficile en raison de la variété des réglementations et de leurs temps de mise en place, et de l'hétérogénéité des bassins versants urbains comparée à celle des bassins naturels. Ainsi, aborder les réglementations par une approche *top-down* pourrait être une démarche non seulement possible mais utile. Le recours aux modèles empiriques demeure néanmoins une perspective de long terme.

Mais l'approche *top-down* se réduit-elle aux modèles empiriques ? Nous avons remarqué, à propos des typologies de modèles, que les modèles conceptuels peuvent se situer entre ces deux extrêmes : il s'agit de sélectionner un ensemble de processus considérés comme significatifs pour la question étudiée, et de limiter la modélisation à la description de ces processus. Nous avons vu, par ailleurs, lors de l'analyse des échelles pertinentes en hydrologie urbaine, que les processus intervenant à l'échelle de la ville ne sont que ceux liés à l'écoulement en réseau, tandis que ceux qui participent à la production du ruissellement sont actifs à une échelle plus petite. On peut donc imaginer des modèles, centrés sur l'écoulement dans le réseau, qui ne traitent que de façon très schématique la production du ruissellement et, pourtant, qui arrivent à bien décrire le comportement du bassin versant soumis à une réglementation de rejet. De tels modèles ne nécessiteraient qu'une partie des informations requises par les modèles physiques distribués.

Dans le cadre de cette thèse, nous n'avons pas eu la possibilité de développer de tels modèles, qui s'inscrivent plus dans les perspectives. Nous avons entrepris de montrer sur un exemple, très limité, comment l'étude des phénomènes d'écoulement

11. Assez longtemps pour que l'application de la réglementation soit généralisée.

en réseau permet d'obtenir des informations sur la manière d'appliquer le CS. Cette tentative est l'objet du chapitre 10.

5.4. Conclusion : ville, assainissement et hydrologie

Dans ce chapitre, nous sommes partis de l'idée que le CS se base sur deux échelles fondamentales — la ville et la parcelle — et nous l'avons développée dans le but de définir quels outils conceptuels et pratiques étaient les plus adaptés pour étudier cette stratégie d'assainissement *en milieu urbain*. Nous avons discuté en premier lieu le rapport spatial entre hydrologie et urbanisation, pour définir les échelles spatiales pertinentes pour l'analyse. En deuxième lieu, nous nous sommes concentrés sur les processus hydrologiques pour isoler ceux qui sont les plus significatifs aux échelles et dans le contexte considérés. En troisième lieu, en restant dans la perspective des échelles, nous avons passé en revue les différentes approches de modélisation. Rappelons que nous ne nous intéressons qu'aux bassins versants urbains, et que nombre des hypothèses que nous avons faites ne sont acceptables, du moins sans une discussion plus approfondie, que dans une zone très largement urbanisée et assainie par un réseau « traditionnel ».

Ce chapitre a permis de mettre en évidence les modifications apportées par la présence du réseau d'assainissement au fonctionnement hydrologique du bassin versant urbain. Nous avons en effet remarqué deux modifications majeures de la structure du bassin versant et des processus hydrologiques qui y surviennent : la première est la restructuration du bassin versant urbain suivant la structure du réseau (section 5.1), la deuxième est la « normalisation » des processus, avec une séparation bien plus nette que dans les bassins naturels (section 5.2). Dans les deux cas, l'assainissement se base sur l'imitation des processus naturels, mais par le biais d'une vision simplifiée. Cette vision simplifiée, par une application systématique et persistante, a pu façonner le fonctionnement hydrologique des bassins versants urbains. Ce constat montre que le choix d'une stratégie d'assainissement, du moment où elle est appliquée systématiquement, est très délicat et très chargé de conséquences dans le long terme. Ces conséquences à long terme sont une raison supplémentaire de fonder, scientifiquement et techniquement, les politiques de CS.

La simplification des processus hydrologiques naturels peut amener (partie II) à des simplifications extrêmes, et parfois fortement extrapolées à partir de leur contexte initial, qui ont des conséquences dans le choix des réglementations. Par exemple, on verra que l'usage dicté par l'IT 77/284 (section 2.1.2) pour l'usage de la formule de Caquot : « le coefficient de ruissellement sera pris égal au taux d'imperméabilisation » reste d'actualité, même sur des surfaces très étendues et où l'impact des zones non imperméabilisées peut être important, et alors qu'on s'intéresse de plus en plus aux événements courants et plus seulement aux événements extrêmes.

Derrière le recours à ces hypothèses, se profile aussi la question des outils à utiliser : les modèles physiques distribués sont la seule méthode à disposition des collectivités pour faire un choix pertinent des réglementations, mais ils ne sont pas facilement applicables de façon systématique sur de grandes étendues. Dans ces cas, le recours à des méthodes simples, développées pour la conception des réseaux d'assainissement (méthode rationnelle, formule de Caquot, etc.), est souvent la solution retenue. Ces méthodes participent d'une approche à l'assainissement qui est celle du réseau, focalisée sur le débit de pointe. Tandis que les objectifs explicites de l'assainissement d'aujourd'hui sont bien plus larges que la seule prévention des débordements, ces méthodes simples perpétuent une vision très restreinte de la gestion des eaux pluviales. C'est dans ce cadre qui peut s'inscrire la proposition que nous avons faite de développer des modèles conceptuels.

Conclusions de la première partie

Dans cette première partie du manuscrit, nous avons essayé de reconstruire une vision d'ensemble du contrôle à la source en France. Le propos était d'une part de dresser un état des lieux de cette « nouvelle » stratégie d'assainissement pluvial, et d'autre part de construire les bases conceptuelles des analyses qui seront développées dans les parties suivantes, à propos des logiques d'élaboration des réglementations et de leur modélisation.

Nous avons évoqué, au début de cette partie, plusieurs fils conducteurs, qui donnent une cohérence aux différentes analyses que nous avons réalisées : la pluralité des approches du CS (scientifique, technique et politique), et les rapports qui lient le CS aux réglementations de rejet et aux techniques alternatives (TA).

Dès l'introduction, nous avons remarqué que les expressions TA et CS, dans l'usage courant, font l'objet de confusions fréquentes. Cela nous a conduit à donner une définition initiale des TA comme désignant les ouvrages qui, dans leur ensemble, matérialisent le CS en tant que stratégie de gestion des eaux pluviales. Au fur et à mesure de l'avancement de cette partie, la distinction entre TA et CS s'est développée. Si, dans notre définition initiale, il s'agissait d'une distinction théorique entre ouvrages et stratégie, nous devons considérer maintenant que ce sont des objets distincts : ils ne se situent pas à la même échelle, ils ne répondent pas à des objectifs similaires, ils n'impliquent pas les mêmes acteurs, ils ne posent pas les mêmes questions. En bref, réaliser des techniques alternatives ne signifie pas faire du contrôle à la source. Pour faire du contrôle à la source, il faut que les techniques alternatives soient coordonnées entre elles, qu'elles soient le fruit d'une stratégie.

Cette coordination des TA est assurée par les politiques de CS, dont l'instrument principal sont les réglementations de rejet. C'est dans l'élaboration de ces réglementations que les différentes approches du CS interagissent. Au cours de cette partie, nous avons cherché à reconstituer les évolutions de l'approche scientifique du CS, principalement sur la base de la littérature hydrologique, et nous avons créé un cadre d'analyse pour les approches techniques et politiques, en analysant l'évolution des pratiques d'assainissement et la diffusion actuelle des réglementations de rejet. Un schéma synthétisant ces évolutions est présenté en figure I.1.

A propos de l'approche scientifique, nous avons observé qu'il y a eu un élar-

gisement progressif de la vision du cycle de l'eau et des interactions entre ville et environnement, ce qui a produit le passage d'un « référentiel réseau » à un « référentiel infiltration », et ensuite à un référentiel « *water balance* », qui est aujourd'hui en train d'émerger. Derrière ces évolutions se trouve une idée commune : la minimisation des conséquences de l'urbanisation, la « transparence hydrologique » de la ville (Andrieu et al., 2010).

L'analyse des pratiques d'assainissement pluvial elle même fait apparaître des évolutions significatives : la première est l'abandon des principes du tout-au-réseau pour une stratégie d'évacuation totale, mais non plus rapide, des eaux pluviales, que nous avons appelé tout-au-réseau-mais-lentement. Nous avons vu que cette transition, matérialisée par les grands bassins de retenue et consacrée par l'IT 77/284, répondait à la croissance urbaine, et constituait une forme d'optimisation du fonctionnement du réseau. Elle était donc en accord avec le référentiel réseau, correspondant à l'approche scientifique de l'époque. La deuxième évolution est l'introduction du CS : dans le cadre de notre analyse, nous pouvons faire coïncider ce passage avec l'adoption de la première réglementation de rejet (Bordeaux, en 1982), même si à l'époque cette évolution n'était pas reconnue comme telle. Même aux Etats-Unis, où la question de l'effet d'ensemble des TA est perçue comme importante, elle est rapidement écartée par les questions pratiques posés par la construction, l'entretien et l'efficacité des TA isolées. Puisque la mise en place systématique des TA sur un bassin est un processus lent, les conséquences de leur effet d'ensemble est un problème qui a été « remis à plus tard ». C'est seulement vers 2000, une vingtaine d'années plus tard, qu'on commence à parler du CS en tant que stratégie de gestion des eaux pluviales.

Il convient aussi de remarquer que, dans le passage au CS, les premières réglementations de rejet constituaient, à la suite et en continuité avec les grands bassins, une forme d'optimisation des réseaux d'assainissement. Elles ne répondaient pas à de nouveaux objectifs posés par l'hydrologie, mais à des problèmes locaux d'insuffisance des réseaux. Nous avons observé, dans notre recensement, que les réglementations de rejet actuelles ont pour la plupart une forme semblable à celles des collectivités pionnières. L'infiltration, qui appartient à un référentiel hydrologique plus « moderne » que l'optimisation du réseau, apparaît peu dans les réglementations, et avec un rôle, dans les faits, secondaire. Ces réglementations, qui sont aujourd'hui en train de se multiplier, suivent-elles une rationalité hydrologique ? Cette question est la première à laquelle nous allons essayer de répondre dans la partie II de cette thèse. Pour ce faire, nous allons analyser dans le détail comment les politiques de CS ont été élaborées sur un échantillon de collectivités, en essayant de mettre en évidence les logiques qui ont sous-tendu cette élaboration.

La deuxième question développée dans cette nouvelle partie de la thèse portera aussi sur l'élaboration des politiques, mais plus que sur ses logiques générales, elle se concentrera sur ses aspects techniques. Nous avons vu que le choix d'une réglementation

sous-entend un changement d'échelle : comment est-il réalisé ? Sous quelles hypothèses ?

Comme nous l'avons vu, les instruments couramment utilisés pour aborder les politiques de CS en prenant en compte leurs effets hydrologiques sont les modèles physiques distribués. Or, ces modèles ont pour la plupart été élaborés dans le cadre du référentiel réseau : sont-ils adaptés à une vision plus large de la gestion des eaux pluviales, à l'instar de celles que nous avons relevées dans le chapitre 1 ? En quoi les modèles conceptuels peuvent-ils contribuer au choix des réglementations ? Ces questions seront développées dans la partie III, où nous allons comparer les méthodes et les hypothèses adoptées par les collectivités lors du choix des réglementations avec la rationalité hydrologique.

	Eléments externes à la gestion des EP	Approche scientifique	Pratiques de gestion des eaux pluviales			Terminologie	
						France	Etranger
1970		Référentiel réseau	Villes nouvelles 1977: Instruction technique 77/284	Tout-au-réseau	Tout-au-réseau mais lentement		
1980			1982: première réglementation de rejet (Bordeaux)				
1990	1991: DERU 1992: Conférence de Rio	Référentiel infiltration	1994, manuels: Azzout et al. (TA); Bergue et Ruperd (bassins de retenue)		Contrôle à la source	Techniques alternatives	BMP
2000	2001: DCE		2003: La ville et son assainissement			Contrôle à la source	SUDS / WSUD / LID
2010		Référentiel water balance					

FIGURE I.1.: Schéma chronologique de l'évolution du CS.

Deuxième partie .

Analyse des pratiques réglementaires

Introduction de la deuxième partie

Le recensement des réglementations de rejets présenté dans le chapitre 3 nous a permis d'identifier trois types de réglementations dont l'un est prépondérant sur les autres (les réglementations de débit). Nous avons également pu noter que l'infiltration apparaît souvent comme une préconisation non-chiffrée, et qu'elle est interprétée, dans les réglementations, parfois comme une opportunité (« infiltration sauf si ») et parfois comme un risque (« infiltration seulement si »). En bref, ce recensement nous a permis d'avoir une vue d'ensemble de la diffusion du contrôle à la source (CS) en France. Cependant, il ne nous permet pas d'illustrer les *rationalités* sous-jacentes à cette diffusion : pourquoi un certain type de réglementation est-il préféré à un autre ? Pourquoi une certaine valeur de débit est-elle choisie ? Sur la base de quel raisonnement ? Pourquoi et comment ces préférences et ces valeurs se généralisent-elles ? Nous avons constaté que certains choix de réglementation ne sont pas nécessairement cohérents d'un point de vue hydrologique. Répondent-ils dès lors à d'autres logiques ? Lesquelles ? Le propos de cette deuxième partie est d'approfondir la compréhension des processus de diffusion du CS et de les interpréter afin de montrer les problèmes qui accompagnent la généralisation du CS.

Le point de départ de notre analyse est que la mise en œuvre du CS passe par une traduction, au niveau des territoires, dans des instruments réglementaires, principalement des réglementations de rejet. C'est l'analyse de ces instruments, et de leur processus de production, qui peut permettre de comprendre la mise en œuvre du CS. La méthode retenue pour cette partie de notre recherche a donc consisté à analyser le processus de production de ces instruments pour un échantillon de collectivités, afin de caractériser non seulement le processus lui-même, mais surtout la (ou les) rationalité(s) sous-jacente(s). Cette partie se compose de deux chapitres : dans le premier (chapitre 6) nous présentons des récits de politiques de CS qui décrivent, dans six collectivités, les processus d'élaboration d'une réglementation de rejet ; dans le second (chapitre 7) nous reprenons ces récits pour les analyser, les comparer et les confronter avec l'approche scientifique définie dans les chapitres 1 et 4.

En effet, dans le second chapitre, nous reprenons la grille d'analyse basée sur la distinction entre approches scientifique, technique et politique. Tandis que l'approche scientifique du CS, globale, a déjà fait l'objet d'une caractérisation dans la première partie de la thèse, c'est ici que nous pourrions analyser les deux autres approches, éminemment locales. Cette analyse part des instruments réglementaires et utilise,

comme référentiel pour l'évaluation, la vision hydrologique du CS. L'analyse est davantage focalisée sur l'approche technique : d'une part, parce que le choix des instruments étant *a priori* le domaine réservé des techniciens, c'est en se concentrant sur l'approche technique qu'on peut le mieux retracer l'évolution de ces instruments ; d'autre part, parce qu'on peut faire l'hypothèse que les raisonnements techniques sont plus comparables à une rationalité scientifique que ceux propres de l'approche politique. On verra cependant qu'approche technique et politique sont loin d'être indépendantes l'une de l'autre, et les récits de techniciens que nous allons présenter font souvent référence aux « contraintes politiques » qu'ils ne peuvent ignorer dans le choix final des réglementations.

Méthodologie

Une des caractéristiques majeures de notre démarche était de ne pas imposer d'hypothèses préétablies trop fortes lors de l'acquisition des données, et de constituer le cadre d'analyse une fois la collecte des données commencée. En ce sens notre démarche s'apparente à la méthode appelée, en sciences sociales, « *Grounded Theory* » (Guillemette, 2006)¹². Cette méthode, proposée pour la première fois par Glaser et Strauss en 1967, a pour objectif de faire ressortir, de façon inductive, les théories interprétatives d'un phénomène social observé par les données de terrain (d'où le nom de l'approche), en opposition avec la démarche déductive classique, qui cherche dans les terrains la confirmation (où la réfutation) d'un système théorique préconstitué. Du point de vue opérationnel, dans une recherche conduite avec l'approche de la *Grounded Theory*, on ne pose d'hypothèses qu'*après* la collecte des premières données, et ces hypothèses peuvent être redéfinies tout au long de la recherche sur la base des nouvelles données recueillies. De cette façon, « au lieu de “forcer” des théories “sur” les données empiriques pour les interpréter, le chercheur s'ouvre à l'émergence d'éléments de théorisation ou de concepts qui sont suggérés par les données de terrain et ce, tout au long de la démarche analytique » (Guillemette, 2006). Dans la conduite de notre travail cela veut dire par exemple que même si nous avons introduit, pour des raisons de présentation, la distinction entre approches scientifique, politique et technique dès le début de la thèse, dans le déroulement de la recherche cette catégorisation n'est apparue fondée que de façon progressive, à mesure que les données bibliographiques et les témoignages confirmaient son intérêt.

Ce choix méthodologique, qui suggère de mener une recherche « en boucles », en alternant les « épisodes » de collecte de données aux « épisodes » d'analyse (Guillemette (2006) et figure II.1), a aussi influé sur le choix des terrains, qui n'a pas été réalisé *a priori*, mais qui a évolué au cours de l'analyse. La première application de ce principe de choix progressif que nous avons suivi a été d'avoir un échantillon représentatif des types de réglementations, ce qui nous a porté à choisir la Seine-Saint-Denis (débit),

12. Certains auteurs parlent aussi de *field research* (Quivy et Van Campenhoudt, 1995).

Paris (volume) et le SIVOA¹³ (zéro-rejet). Le fait que la Seine-Saint-Denis soit une des collectivités pionnières dans le développement du CS nous a suggéré de prendre en compte les Hauts-de-Seine : un terrain similaire sous maints aspects (le type de réglementation, l'échelle administrative et spatiale, la région géographique), mais avec un contexte hydrologique très différent, et dans lequel le CS s'est développé plus tard, dans l'hypothèse que les logiques de l'action pouvaient être différentes. De même, le travail sur le SIVOA nous a conduit à ajouter le terrain de la CAD¹⁴ en tant que « source » de la réglementation zéro-rejet. Ensuite, d'une part pour avoir un terrain de grande échelle, d'autre part suite aux nombreuses références au SDAGE¹⁵ dans le discours des collectivités, nous avons introduit dans notre corpus de terrains le SDAGE Seine-Normandie¹⁶. Nous avons considéré aussi un certain nombre d'autres terrains, alternatifs ou complémentaires à ceux retenus, pour lesquels nous avons mené des analyses plus sommaires : Bordeaux en tant que collectivité pionnière, le SIAVB¹⁷ pour certaines similarités avec le SIVOA, le SDRIF comme instrument de grande échelle proposant une réglementation de débit comme le SDAGE. A l'issue de ces analyses, dont certains résultats sont quand même rapportés et exploités par la suite, nous n'avons retenu que les six terrains listés plus haut.

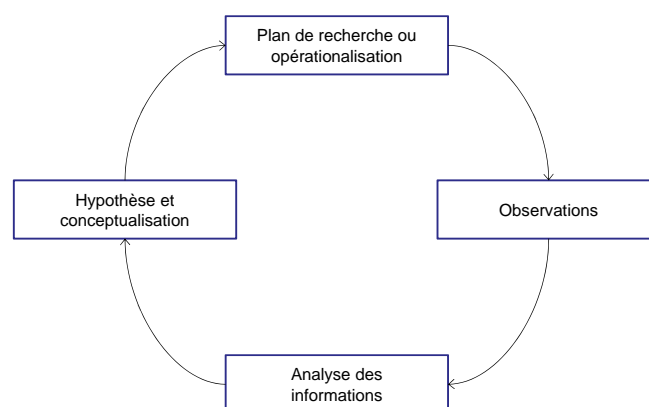


FIGURE II.1.: Schéma d'une démarche de recherche par la méthode de la *grounded theory*. Source : Quivy et Van Campenhoudt (1995).

13. Syndicat Mixte de la Vallée de l'Orge Aval.

14. Communauté d'Agglomération du Douaisis.

15. Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux.

16. Le SDAGE n'est évidemment pas une collectivité ou un territoire, mais un document de planification. Cependant, en raison de son caractère territorial, et de son lien fort avec l'Agence de l'Eau, nous pouvons le considérer, au sens de notre recherche, au même niveau que les autres terrains.

17. Syndicat Intercommunal pour l'Assainissement de la Vallée de la Bièvre

L'instrument principal de notre démarche a été l'entretien semi-directif (Quivy et Van Campenhoudt, 1995). Cet instrument permet de disposer des informations sur un phénomène sous deux angles : il permet de recueillir les expériences d'un acteur sur le phénomène en discussion, mais aussi le sens que l'acteur donne à ces expériences. Il permet donc de reconstituer un discours référentiel (sur l'état des choses) et un discours modal (sur le sens donné à cet état des choses). Cette potentialité des entretiens semi-directifs les rend particulièrement adaptés à une démarche comme la notre, qui a pour objectif de reconstituer aussi bien le processus de traduction du CS dans les instruments, que les logiques qui animent les acteurs qui participent de ce processus. En outre, la possibilité d'adapter les questions au cours même de l'entretien, et de laisser une certaine liberté à l'interviewé sur l'orientation du discours, rend cet instrument très approprié à l'approche de la *Grounded Theory*. En effet, par rapport à d'autres instruments (e.g. les questionnaires), il permet de limiter au maximum le nombre d'hypothèses préconstituées lors de la collecte de données. *A priori*, du moins pour les premiers entretiens, une définition approximative de l'objet de recherche, et donc des sujets à aborder, fondée sur les informations recueillies dans l'analyse générale de la partie I, a pu suffire à élaborer un guide d'entretien.

Les entretiens semi-directifs ne sont pas, cependant, le seul instrument utilisé. En effet, une des limites de cet instrument réside dans la déformation possible de la réalité dans le discours référentiel de l'interviewé¹⁸. Pour cette raison, sur chaque terrain, nous nous sommes appuyés sur une analyse documentaire, prenant en compte les textes réglementaires, les autres documents publics produits par la collectivité (guides techniques, plaquettes, etc.), les rapports d'études, les communications aux conférences et séminaires, soit des représentants des collectivités, soit des bureaux d'études ayant travaillé pour elles. L'analyse documentaire nous a permis d'asseoir notre reconstruction des discours sur le CS sur des bases plus larges que les seuls entretiens. Le choix de considérer des terrains proches spatialement (quatre sur six se trouvent en région parisienne, et le SDAGE Seine-Normandie la concerne directement) et des collectivités entretenant des rapports assez stricts entre elles nous a permis, en outre, de disposer souvent de « discours croisés », où un interviewé expliquait ce qu'il connaissait et donnait son avis sur l'évolution du CS dans les autres collectivités. Enfin il faut ajouter que, en raison de la définition progressive du cadre d'analyse, nous avons parfois dû recueillir des informations supplémentaires par rapport à celles déjà acquises lors des entretiens — en particulier sur des aspects précis des réglementations. Dans ce cas, c'est lors d'échanges informels (email, téléphone, échanges à la marge de conférences ou d'autres rencontres) que nous avons pu recueillir ces informations

18. Par exemple, lorsqu'on interroge un ingénieur de bureau d'étude sur une étude qu'il a lui-même réalisée dans le passé, il pourra être réticent, même de bonne foi, à discuter les aspects controversés ou problématiques du travail réalisé pour le compte d'une collectivité. Cela ne crée pas de difficultés — et même il peut constituer un objet d'analyse — si on s'intéresse au discours modal de l'acteur (le sens qu'il donne à son expérience), et/ou si on dispose d'autres sources d'informations sur le même aspect. Mais lorsque l'on s'intéresse au discours référentiel (relatif à l'état des choses) et où on ne dispose pas d'autres sources de validation, ce biais constitue un problème.

auprès des acteurs déjà interviewés.

Méthodologie des entretiens (collecte des données). Initialement, notre analyse a été plus orientée vers les aspects techniques que vers les aspects politiques de la production des réglementations. La raison de cette orientation initiale était de rechercher, en premier lieu, des correspondances (ou des discordances) par rapport à la vision hydrologique du CS. Ce parti-pris ne constituait en aucun cas un « filtre » dans la sélection des données : il était acceptable d'observer des logiques non-techniques à l'œuvre dans les raisonnements sur le CS. Il s'agissait plutôt d'une première direction pour le choix, au sein des collectivités, d'individus objet de notre recherche. Nous avons donc, en priorité, essayé de contacter et d'interviewer des techniciens, plutôt que des élus¹⁹.

Du point de vue opérationnel, pour chaque terrain, nous avons réalisé au moins un entretien. Sur la base de l'analyse de ce premier entretien et des sources documentaires (en fonction du degré d'information recueillie, de l'émergence de nouvelles questions ou de nouveaux interlocuteurs plus significatifs dans le cadre de notre analyse, etc.) nous avons décidé au cas par cas de l'intérêt de réaliser d'autres entretiens. Par exemple, dans le cas de la Seine-Saint-Denis, le besoin d'informations techniques supplémentaires sur le zonage pluvial (section 6.1.2) nous a amené à réaliser un entretien supplémentaire avec un technicien qui avait été en charge de l'étude correspondante. Pour le SIVOA, où nous étions en contact avec un technicien suite à l'étude hydrologique en cours sur le bassin de la ZOH (partie III), lorsque nous avons eu besoin d'informations complémentaires nous avons opté, non pas pour un autre entretien, mais pour des échanges informels.

Au delà des situations particulières, nous avons réalisé les entretiens de la façon la plus homogène possible, au niveau du contact, de la conduite de l'entretien, de l'exploitation des données.

Le contact des personnes avant l'entretien a été pris normalement par email. Dans l'email de demande d'entretien, nous avons pris soin d'une part d'intéresser le destinataire à notre démarche pour le convaincre de nous rencontrer, d'autre part de ne pas fournir trop d'informations pour ne pas créer d'attentes qui n'auraient pas manqué de biaiser la situation d'entretien. L'usage des emails permettait un bon contrôle de cet équilibre. Pour garder une homogénéité du cadre d'entretien, nous avons en général proposé aux personnes interviewées de les rencontrer sur leur lieu de travail. Nous avons aussi évité autant que possible de rencontrer plusieurs personnes en même temps, pour éviter des réticences éventuelles à s'exprimer face à un collègue ou à un supérieur. Dans certains cas, où la distance ou l'emploi du temps des interviewés ne permettait

19. A ce premier critère s'en ajoute un autre : quand nous avons eu la possibilité de choisir, nous avons préféré interviewer des techniciens en service depuis un temps long, afin d'obtenir une vision de l'évolution du discours sur le CS dans la collectivité plus complète et de première main.

pas une rencontre directe, nous avons réalisé des entretiens téléphoniques. Pour tous les entretiens, lorsque nous avons reçu l'autorisation de nos interlocuteurs, nous avons enregistré la conversation. Dans ces cas, nous avons retranscrit intégralement l'entretien en vue de son exploitation ; dans les autres cas nos notes ont servi de base pour rédiger des comptes rendus détaillés d'entretiens.

Le principe de l'entretien semi-directif est qu'il n'est « ni entièrement ouvert, ni canalisé par un grand nombre de questions précises » (Quivy et Van Campenhoudt, 1995). Les questions que l'interviewer a préparé sont assez larges pour permettre à l'interlocuteur de développer ses réponses. L'ordre même des questions ne doit pas être fixé afin que l'interviewé « puisse parler ouvertement, dans les mots qu'il souhaite et dans l'ordre qui lui convient » (Quivy et Van Campenhoudt, 1995). C'est pour cette raison que, plus qu'une liste de questions, le matériel de support à chaque entretien est un guide d'entretien qui contient les sujets sur lesquels il est fondamental de collecter l'avis de l'interviewé. L'usage que nous avons fait de ce document de travail lors des entretiens est celui d'une *checklist* : la consulter au cours de l'entretien nous a permis de vérifier, d'une part que la discussion ne s'éloignait pas d'une façon irréductible de l'objet de recherche, et d'autre part que tous les aspects principaux avaient été touchés. Le cas échéant, il nous a permis de recentrer la discussion.

L'élaboration des guides s'est faite au cas par cas, même si le « noyau » était toujours le même : le territoire et le cadre de l'assainissement de la collectivité, les réglementations de rejets actuellement en vigueur, leurs origines. Les éléments variables dépendaient de trois points : l'évolution de l'objet de recherche, les spécificités de la collectivité et, éventuellement, le rôle spécifique de l'interviewé dans la collectivité. Pour prendre un exemple de l'effet de l'évolution de l'objet de recherche, on peut citer la problématique des instruments incitatifs (section 3.1), qui faisait partie des questions abordées dans les premiers entretiens et que nous avons progressivement éliminée pour mieux cibler les instruments réglementaires. Le cas du SDAGE Seine-Normandie, où nous avons prévu d'insister sur l'uniformité de la réglementation à une si grande échelle, donne un exemple des spécificités liées à la collectivité. Enfin, l'exemple que nous avons pris plus haut d'un technicien de la Seine-Saint-Denis interviewé à propos de l'élaboration du zonage montre bien l'adaptation des guides aux interviewés.

En général, les principaux arguments abordés dans les guides d'entretien (avec, entre parenthèses, leurs déclinaisons possibles) sont :

- le territoire et le cadre de l'assainissement de la collectivité (unitaire/séparatif ; présence de réseaux dont la collectivité n'a pas directement la charge ; principaux problèmes liés au territoire, à l'eau et à l'assainissement) ;
- les réglementations de rejet actuellement en vigueur (valeurs ; zonage ; démarches dérogatoires éventuelles) ;
- l'origine de ces réglementations (date d'adoption ; qu'y avait-il avant ?) ;

- la démarche suivie (objectifs visés ; présence d’une ou plusieurs études techniques ; alternatives prises en compte ; processus de décision) ;
- l’application de la réglementation (contrôle sur les permis de construire ou autre ; suivi plus ou moins approfondi des TA dans le temps) ;
- l’existence de retours d’expérience (recensement des installations ; études *ex-post*).

Nous avons remarqué, dès les premiers entretiens, que certains des points abordés étaient l’occasion pour les techniciens de nous parler aussi du processus politique de mise en place des réglementations. Les discours tenus sur la démarche suivie, et en particulier sur les objectifs visés, sur les alternatives considérées et sur le processus de décision, dans des nombreux cas sortaient de la sphère technique pour toucher des aspects tels que les pressions ou réactions des élus, les négociations et débats sur les réglementations, etc. En outre, tandis que les techniciens affichaient, en général, une compétence et une tendance à défendre (ou pas) une certaine réglementation, ils apparaissaient beaucoup plus détachés lors qu’ils présentaient les différentes positions des élus ou des autres acteurs qui avaient participé aux débats préalables. Ils se considéraient, en général, comme extérieurs au processus réglementaire, dès que celui-ci passait dans la sphère du débat et de la décision politique. Cependant, ils en étaient des observateurs très attentifs et précis. C’est à partir de ce constat que nous avons choisi de continuer à nous en tenir aux entretiens avec des techniciens, tout en les portant à décrire aussi les éléments politiques du processus de réglementation.

Enfin, nous avons pu exploiter une série d’entretiens semi-directifs « de seconde main » réalisés par Rioust dans le cadre de sa thèse de Doctorat (Rioust, 2012). Bien que centré sur un objet différent du notre, *l’impact sur l’organisation des services d’assainissement de l’adaptation au changement climatique*, Rioust s’est intéressée au changement des modes d’action des services et au développement des stratégies de contrôle à la source. En particulier, elle a interviewé plusieurs techniciens de la Seine-Saint-Denis et des Hauts-de-Seine sur des questions relatives aux techniques alternatives. Nous avons donc pu utiliser, dans notre analyse, les retranscriptions intégrales de trois entretiens qu’elle avait réalisés, et en sélectionner les parties significatives dans la perspective de notre recherche.

Méthodologie d’exploitation et d’analyse des données. Rappelons que la finalité de notre recherche était de compléter le recensement des réglementations du chapitre 3, pour permettre une *compréhension* des logiques de choix des collectivités au delà de leur simple *quantification*. Nous avons donc recueilli et exploité les discours des acteurs dans une optique interprétative et non pas formelle ou structurelle (Quivy et Van Campenhoudt, 1995). Sur cette base, notre démarche a visé (i) à reconstituer des « récits » de la mise en œuvre du CS sur les différents terrains, (ii) à identifier dans ces récits, par comparaison, des mécanismes communs, (iii) à interpréter ces mécanismes et, si possible, à en déduire des « logiques générales ». En appliquant la

méthode de la *Grounded Theory*, ces trois points se sont enchaînés de façon itérative dans le déroulement du travail. Si nous les distinguons à l'issue de notre analyse c'est par souci d'intelligibilité pour le lecteur et c'est dans cet ordre que nous les présentons dans la suite de cette partie.

En particulier, le rapport entre la conduite des entretiens semi-directifs et la reconstitution des récits est exemplaire de l'application de la *Grounded Theory* : c'est l'alternance des deux phases, collecte et analyse des données, qui a constitué le moteur de la recherche. Sur chaque terrain, après le premier entretien et une première analyse documentaire, éventuellement à l'aide des documents collectés lors de l'entretien, nous avons commencé à reconstituer le récit. Dans ces récits « provisoires » existaient en général des points peu clairs, des aspects qui semblaient intéressants à développer, des opinions des acteurs interviewés qui nécessitaient un approfondissement, une comparaison ou un contrôle croisé avec une autre source. C'est donc sur la base de la cohérence et de l'exhaustivité de ces récits provisoires que nous avons décidé d'approfondir ou pas le travail sur un terrain. De même c'est, chemin faisant, dans la construction du récit, que nous avons fait le choix de procéder tantôt à un autre entretien (e.g. en Seine-Saint-Denis), tantôt à la consultation de nouvelles sources bibliographiques (à Paris, nous avons demandé et obtenu de consulter le rapport d'étude qui avait servi comme base au zonage pluvial), tantôt à des échanges informels (nous avons contacté plusieurs fois les ingénieurs des Hauts-de-Seine pour des informations sur le régime de subventions de la collectivité). Le travail sur chaque terrain s'est arrêté, en général, lorsque la reconstitution nous est apparue assez complète ²⁰.

La première étape de l'exploitation des données a été donc de mettre en forme celles-ci sous forme de récits en décrivant le processus de traduction du CS dans les instruments réglementaires. Dans cette mise en forme, nous avons rassemblé l'ensemble des données disponibles (entretiens, données documentaires, échanges informels) pour la construction d'un récit unique par terrain, sans distinction entre les sources. Notre reconstitution suit, en général, la structure du guide d'entretien énoncée plus haut : en premier lieu nous caractérisons les contextes institutionnels et territoriaux (physique et technique) de l'assainissement dans la collectivité. Nous reparcourons ensuite les phases de développement du CS en essayant de montrer les processus d'élaboration des normes. Lorsque cela était possible, nous avons essayé de reconstituer en détail les démarches techniques. En raison des différences entre les terrains, la structure des récits décrite ci-dessus souffre quelques exceptions : certains aspects nous sont

20. Le cas de la CAD sort en partie de ce cadre d'analyse. La raison de l'ajout de ce terrain était principalement d'analyser une « source » de réglementation zéro-rejet, mais plus que ça, la particularité de ce terrain est que nous n'avons eu qu'une seule source d'information. En effet, l'acteur que nous avons interviewé porte la double casquette d'élus et d'expert technique. Il prend également en charge la communication externe sur l'assainissement pluvial et nous n'avons pu trouver un document public, actes de colloques ou autres, qui n'était pas rédigé par lui. Cependant nous avons choisi de garder ce terrain même face à l'impossibilité de le traiter comme les autres. Nous avons décidé de le proposer sous un point de vue critique, pour développer un parallèle avec le SIVOA qui adopte la même réglementation.

apparus parfois sans objet, comme par exemple la démarche technique pour le SDAGE ; à d'autres moments, au contraire, des éléments significatifs sont venus bousculer la structure prédéterminée des récits, comme la question de la quantification des TA en Seine-Saint-Denis.

La deuxième étape, qui constitue le début de l'interprétation des données, a été la mise en relation des récits avec le point de vue hydrologique que nous avons pris, dès le départ, comme référentiel principal de notre analyse. Cette mise en relation passe, en effet, par une comparaison entre la démarche technique de chaque collectivité et le référentiel externe hydrologique. C'est à ce point de l'analyse que nous avons vu émerger des données un certain nombre de logiques, dans les démarches des collectivités, qu'il n'était pas possible d'évaluer du point de vue hydrologique : cette émergence nous a porté à formuler une distinction entre l'approche technique du CS (comparable au moins partiellement au référentiel hydrologique) et l'approche politique (non-comparable).

La troisième étape n'est plus une analyse des terrains pris individuellement, mais de l'ensemble des données recueillies. Elle est donc présentée de façon distincte des récits (chapitre 7). L'idée qui guide cette étape est de mettre en lumière les principaux « raccourcis » empruntés par les collectivités dans leurs raisonnements sur le CS, dans le but d'identifier les mécanismes qui les produisent. Cette mise en relation permet une première montée en généralité dans l'analyse : non pas au niveau des raccourcis spécifiques, qui peuvent être liés à la démarche particulière de chaque collectivité, mais au niveau des mécanismes en action, qui peuvent être communs. Lors de cette étape nous avons dû poursuivre la distinction entre les approches technique et politique. Tandis que pour l'approche technique il était possible d'identifier des points faibles par une comparaison directe avec l'approche scientifique, pour l'approche politique cette opération ne pouvait être faite. Pour exploiter ces données significatives dans le cadre de la thèse, nous avons choisi de les traiter de façon indirecte : dans nos entretiens, principalement de techniciens, l'élément propre à l'approche politique qui avait le plus émergé concernait les objectifs attribués au CS. Ne pouvant pas évaluer, en principe, la *pertinence* des objectifs par rapport à un référentiel externe, nous avons essayé d'évaluer la *cohérence* des objectifs avec les réglementations qui étaient mises en place pour les atteindre, par les collectivités elles-mêmes.

Notre analyse des réglementations aurait pu s'arrêter à ce point de développement : l'objectif de compléter la vision d'ensemble de la diffusion du CS donnée dans la partie I par une analyse des rationalités sous-jacentes aurait pu être considéré atteint une fois explicitées les principales logiques appliquées dans l'élaboration des réglementations. Cependant, avec pour propos de suggérer des perspectives de recherche ultérieures sur les pratiques de réglementation du CS, nous avons complété notre analyse par une phase de conceptualisation du changement dans les politiques d'assainissement. Pour l'approche technique en particulier, qui constituait le fil conducteur initial de notre

analyse, nous avons recherché des cadres théoriques d'analyse existants qui permettaient d'expliquer les mécanismes observés. Pour cela nous nous sommes tournés vers les travaux de chercheurs en sciences sociales ayant travaillé sur la question de l'innovation dans l'assainissement en France. En particulier, nous avons retenu le concept de « *path dependence* » (ou « dépendance au chemin emprunté ») utilisé par Rioust (2012), ainsi que le cadre d'analyse en termes de modes de régulation des systèmes socio-techniques développé par Chatzis (1993, 1997).

Chapitre 6.

L'élaboration des réglementations dans six collectivités

6.1. La Seine-Saint-Denis

Le territoire de l'actuel Département de la Seine-Saint-Denis (créé en 1968) a dû faire face, dès les années soixante, à de graves problèmes d'inondation par débordement de réseau, à cause de facteurs à la fois géographiques et de développement urbain. Le Dossier départemental des Risques Majeurs (Préfecture de Seine-Saint-Denis, 2008) classe 25 communes sur 40 en catégorie "risque fort" ou "risque assez fort" pour les inondations pluviales urbaines.

La configuration du territoire n'est pas favorable à une évacuation rapide des eaux pluviales. La présence de deux seuls exutoires –la Seine et la Marne– excentrés par rapport au Département, oblige les eaux à suivre de longs parcours sur un territoire plat (Préfecture de Seine-Saint-Denis, 2008). Les zones les plus touchées par les inondations pluviales étaient, historiquement, des zones marécageuses (DEA 93, 2003, *Guillon, 2009*¹).

Le deuxième facteur qui a exacerbé le risque d'inondation dans le Département est l'urbanisation. D'une part, ce phénomène a modifié le cycle hydrologique par l'imperméabilisation de larges étendues de sol, en réduisant infiltration et évapotranspiration en faveur du ruissellement. Cela a soumis les zones urbaines à un plus fort aléa. D'autre part, l'aménagement de zones jadis inondables (marécages, étangs) à augmenté la vulnérabilité du territoire. Il s'agit donc du schéma classique d'émergence de problèmes d'inondation pluviale dus à une urbanisation rapide qui, comme nous l'avons vu dans le chapitre 2, a amené le développement des TA et du CS.

« Pendant les années 60 on construisait tout et n'importe quoi sur la petite

1. On rappelle que les références en italique renvoient à des entretiens, dont la liste est présentée à page 329.

couronne et notamment en Seine-Saint-Denis. C'était l'époque des grands ensembles mais où l'assainissement n'a pas suivi. On construisait des barres, des parkings [...] et du coup on s'est retrouvé avec des inondations partout sur le territoire parce qu'on a construit sans penser, sans compenser au niveau de l'assainissement. » (*Breuil, 2009*)

Sur la base de l'exemple des villes nouvelles, en Seine-Saint-Denis, la première approche suivie par la Direction de l'Eau et de l'Assainissement (DEA) face au problème des débordements ne fut pas d'agrandir les réseaux, solution trop coûteuse et compliquée parce que nécessitant d'intervenir sur les zones urbaines existantes, mais de construire de grands bassins de stockage pour optimiser le réseau. En même temps, et toujours dans le but d'optimiser le fonctionnement du réseau, débutèrent les premiers essais de contrôle en temps réel.

« [après la création du Département] on a lancé les grands travaux d'assainissement et les premiers bassins sur la zone séparative qui était un peu loin de la Seine et où donc, parce que ça avait déjà été fait dans les villes nouvelles, on s'est dit que ça coûterait moins cher de faire des bassins que de faire des gros tuyaux [...] Donc, voilà, les premiers c'est à la fin des années 70. » (*Breuil, 2009*)

Mais ce modèle montra rapidement ses limites : l'urbanisation rapide se poursuivait et continuait à aggraver le risque d'inondation. Les moyens du Département ne permettaient pas de résoudre les problèmes existants et en même temps de faire face à cette aggravation. La solution envisagée fut alors de demander aux aménageurs de gérer –ou de contribuer financièrement à gérer– leurs eaux de ruissellement. L'idée que tout aménagement particulier doit compenser directement l'augmentation du risque d'inondation qu'il cause commença donc à s'affirmer. Au départ elle ne fut appliquée que pour les projets d'aménagement les plus importants.

« Cette notion de demander aux aménageurs de faire des stockages existe depuis assez longtemps. On va dire depuis le début des années quatre-vingt. En gros les précurseurs c'est les villes nouvelles [...]. Et le Département quand il s'est trouvé face à de très gros projets d'urbanisation qui n'étaient pas du tout compatibles avec la capacité des réseaux, a demandé aux aménageurs de construire des bassins de retenue. » (*Breuil, 2009*)

Au début des années quatre-vingt-dix la pratique fut étendue à une plus grande échelle (des projets de plus en plus petits), et les aménageurs pouvaient choisir entre réaliser eux-mêmes un ouvrage de stockage au sein de leur opération ou, moyennant une participation, se décharger sur le Département de l'assainissement pluvial. Face à ce choix, les aménageurs choisissaient souvent l'approche la plus simple : « la participation [financière] était généralement privilégiée » ((DEA 93, 2003)).

Pourtant, ce système n'était pas satisfaisant :

« Il fallait déjà avoir un projet prêt, chiffré, pour pouvoir faire participer [...] On n'a pas étudié tout le Département, il y a des zones où il y a des insuffisances, et on n'est pas capable de dire aux aménageurs : ben voilà nous on a un projet de 10 millions d'euros, vous amenez 5% du volume du projet, vous payez 5%. Donc ça ne marchait pas très bien. Et puis de toute façon ce n'était pas très efficace parce que ça donnait des recettes au Département mais sans forcément augmenter ses capacités de construction. » (*Breuil, 2009*)

La possibilité de choix entre la réalisation directe d'un ouvrage et la contribution aux bassins départementaux fut donc supprimée en 1992² (DEA 93, 2003). On voit cependant que, pendant une courte période, était en vigueur une équivalence entre la mitigation des effets de l'urbanisation sur le ruissellement (réaliser des bassins de stockage intégrés aux aménagements) et une sorte de compensation (payer au Conseil Général une contribution pour la réalisation de bassins départementaux). Très rapidement, cette équivalence est abandonnée en raison de son inefficacité.

C'est à partir de ce moment que devient explicite une nouvelle base de répartition des rôles entre service public et aménageur privé : le constructeur est tenu de ne pas aggraver la situation existante, tandis que le service public d'eau et d'assainissement se charge de la solution des problèmes déjà présents. Si on adopte la description classique du risque en termes d'aléa et de vulnérabilité, on voit cependant que la séparation n'est pas aussi précise : elle se traduit par une non-augmentation de l'aléa de la part de l'aménageur (en limitant le débit il n'augmente pas la probabilité d'occurrence d'une inondation). Cependant, le fait que les nouvelles urbanisations aggravent aussi la vulnérabilité (c'est à dire les dommages en cas d'inondation) ne semble pas être pris en compte dans la non-aggravation qui est demandée aux aménageurs : elle est donc une compétence du Département, allant de pair avec la réduction de l'aléa existant.

« Donc à un moment donné on s'est dit : si on veut vraiment être efficaces, le Département concentre ses moyens pour construire ses bassins pour compenser les insuffisances actuelles. Et pour tout ce qui est urbanisation nouvelle et bien les aménageurs, ils construisent aussi. [...] et petit à petit on a renforcé le service qui s'occupait de ça, on l'a généralisé, on s'est intéressé à des zones de plus en plus petites, et puis après aux PC [Permis de Construire], d'abord les gros et ensuite les petits, jusqu'à 1500 m². » (*Breuil, 2009*)

2. Le Règlement de l'assainissement départemental de 1992 (DEA 93, 1992) laisse, en réalité, la possibilité de payer le Département pour qu'il gère les eaux pluviales d'un aménagement, mais rends cette pratique marginale : « A la demande expresse des constructeurs, des modalités techniques financières particulières pourront être établies afin que l'écêtement des eaux nécessaires au projet de construction soit réalisé par le Département. Une convention financière sera proposée aux pétitionnaires. » (art. 32.2) .

A partir des premiers bassins demandés aux aménageurs, cette politique est traduite en une limitation des débits admis dans le réseau à $10\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$. Ce chiffre devait représenter, à l'époque, un compromis entre les nécessités de gestion du réseau de la DEA, et l'effort demandé aux aménageurs : « Maintenant on trouve ça gros mais il y a 20 ans c'était un petit débit » (*Breuil, 2009*). La limitation de débit est appliquée, au départ, aux nouvelles urbanisations (terrains nus ou en friche de longue date) et aux rénovations qui augmentent l'imperméabilisation. L'extension des $10\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ à toutes les rénovations a été introduite en 2003 par le Schéma de l'assainissement départemental AUDACE (DEA 93, 2003) :

« Il est important de confirmer la limitation de débit de $10\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$, et même de l'étendre à tous les projets d'aménagements, et non plus seulement à ceux réalisés sur des terrains nus ou en friche de longue date.

Cette perspective permettrait :

- d'améliorer l'existant en terme de maîtrise des apports d'eaux pluviales ;
- d'être plus équitable car non soumise à évaluation comme l'était le débit autorisé pour les terrains déjà occupés ;
- de rendre une meilleure lisibilité de la contrainte, aux aménageurs intervenant sur le territoire.

Le débit imposé peut être plus faible en présence d'une insuffisance locale. »

(DEA 93 (2003))

Dans AUDACE on voit donc apparaître, à côté de la motivation « hydrologique », deux motivations — l'une d'équité, l'autre de lisibilité — qui poussent à adopter une réglementation uniforme. Ce document explicite une véritable stratégie de CS, qui était déjà en place depuis des années, mais qui n'avait pas encore été conceptualisée en tant que telle.

6.1.1. Un nouvel objectif : la qualité du milieu récepteur

Dès 2000, avec l'adoption du Scénario C par la Région, le SIAAP et l'AESN³, la construction des bassins départementaux ainsi que la gestion en temps réel, subissent une réorientation partielle : à côté de la limitation des débordements, ils commencent à intégrer un objectif de qualité du milieu récepteur. Cela permettait aussi d'obtenir des financements pour la réalisation des nouveaux bassins de la part de l'Agence de l'Eau. En ce qui concerne les techniques alternatives, ce nouvel objectif mène à une réflexion sur les moyens à mettre en place :

« ce mode de maîtrise des ruissellements [la limitation des débits], au niveau des inondations est satisfaisant, mais pas au niveau de la pollution en zone

3. Le *Scénario C* est le scénario retenu pour la protection du milieu récepteur dans le « schéma directeur d'assainissement de la zone centrale de l'Ile-de-France », approuvé en 1997. Il prévoit la « minimisation de l'impact sur le milieu naturel des rejets d'eaux résiduelles urbaines pour la pluie dite : 16 mm ». Le ruissellement issu de cette pluie, qui est une pluie de projet de 16 mm en 4 heures, doit être géré de façon à éviter les déversements d'orage (SIAAP, 2007).

unitaire, parce que malgré tout, en zone unitaire, les eaux doivent être amenées à la station d'épuration, en tout cas pour toutes les petites pluies. L'objectif est d'amener toutes les eaux à la station d'épuration jusqu'à la pluie 6 mois. Et pour toutes ces petites pluies qu'on stocke et qu'on restitue on ne soulage pas du tout la station : en fait on continue d'amener tous les volumes à la station. Donc on s'est intéressés à la technique d'infiltration, parce qu'à partir du moment où on infiltre, c'est des volumes qu'on retire à la station [...]. Et donc ça nous a amené à nous intéresser aux possibilités d'infiltration des eaux de notre territoire. » (*Breuil, 2009*)

Cette réflexion s'est donc concrétisée par une carte d'infiltration du Département :

« on a regardé toutes les zones où il y avait des capacités d'infiltration. Ce qui ne correspond pas à tout le Département parce que effectivement dans le Département on a [...] les plateaux qui sont des zones témoins avec du gypse, argile et dessus du gypse, donc de toute façon on ne peut pas infiltrer et en dessus il y a du gypse, donc pas d'eau.[...] Donc quatre zones : des zones où on ne peut infiltrer ni en surface, ni en profondeur ; d'autres où on peut soit en surface, soit en profondeur, et d'autres où on peut partout. [...] Cela peut amener à des techniques différentes parce que [...] en surface c'est de l'infiltration : des noues, des bassins d'infiltration. Si c'est en profondeur et qu'on ne peut pas infiltrer en surface, il va falloir traverser la zone à risque ou la zone étanche et amener l'infiltration plus bas, c'est-à-dire avec des puits filtrants. » (*Breuil, 2009*)

La carte d'infiltration ainsi réalisée, complétée par une carte définissant les débits acceptables dans le réseau départemental, constitue le « zonage pluvial départemental ». Sans disposer d'une version de ces cartes permettant une bonne lisibilité, nous en présentons quand même un aperçu dans les figures 6.1 et 6.2.

6.1.2. Le zonage pluvial

Les communes, sur la base de l'art. L2224-10 (Code Général des Collectivités Territoriales), doivent se doter d'un zonage pluvial⁴. En Seine-Saint-Denis, la présence du réseau départemental à l'aval des réseaux communaux doit être prise en compte lors de l'élaboration de ce zonage. Pour permettre aux communes du Département de le faire, la DEA a réalisé une étude qui, couplée à la carte d'infiltration, devait définir un zonage pluvial du Département (*Chaumeau, 2011*).

La logique était que, pour que les communes puissent « assurer la maîtrise du débit », et donc définir des réglementations locales, il ne suffisait pas de connaître les possibilités de réaliser des ouvrages d'infiltration, mais il fallait aussi étudier la

4. « Les communes [...] délimitent [...] Les zones où des mesures doivent être prises pour limiter l'imperméabilisation des sols et pour assurer la maîtrise du débit et de l'écoulement des eaux pluviales et de ruissellement »

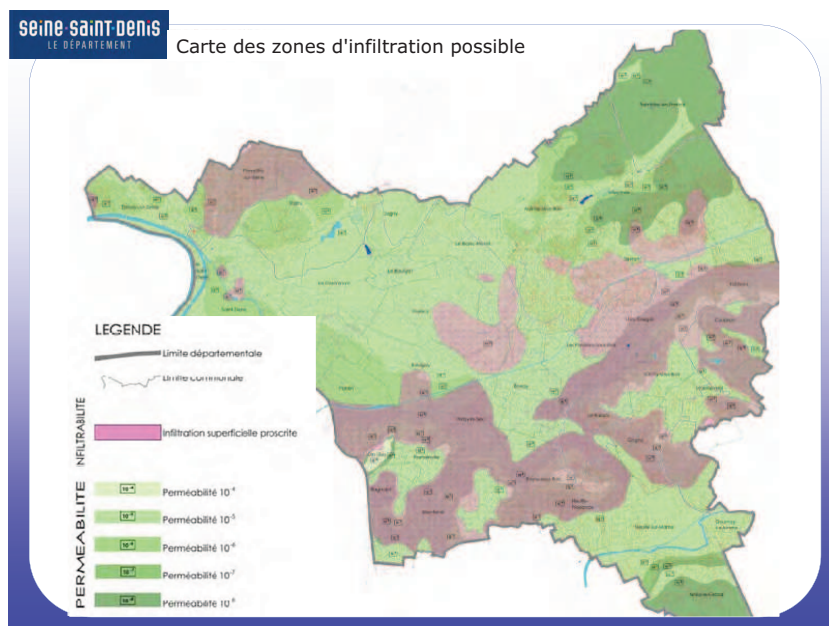


FIGURE 6.1.: Carte des capacités d'infiltration superficielle en Seine-Saint-Denis.
Source : Breuil (2009).

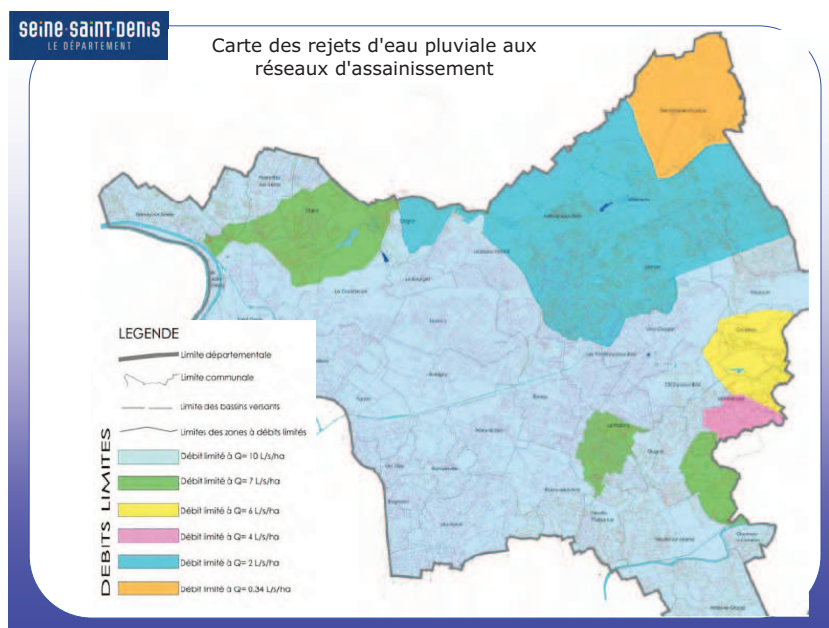


FIGURE 6.2.: Carte des limitations de débits en Seine-Saint-Denis. Source : Breuil (2009).

capacité du réseau se situant à l'aval. L'objet du travail a donc été de définir « le débit acceptable » (*Chaumeau, 2011*) pour chaque bassin versant du Département (figure 6.2).

Cependant, tandis qu'un débit acceptable est assez facilement définissable pour un réseau ramifié, à partir des caractéristiques du réseau, il ne l'est pas pour un réseau maillé, où plusieurs exutoires sont possibles suivant la distribution spatiale et temporelle de la pluie. Par conséquent, l'étude a été basée sur des simulations du modèle du réseau départemental utilisé pour la gestion en temps réel. Au lieu de définir le débit acceptable, la DEA a vérifié que $10\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ était acceptable partout sans causer de débordements. Pour les secteurs qui ne satisfaisaient pas à cette condition, des compléments d'étude ont permis de définir le niveau de débit spécifique à partir duquel on commence à avoir des débordements. Les points du réseau choisis pour vérifier s'il y avait des débordements correspondaient aux points connus par les techniciens de la DEA comme sujets aux inondations, ou posant des problèmes particuliers.

Afin de déterminer, pour ces points, le débit spécifique acceptable à l'amont, le calcul a été fait en divisant le débit acceptable par la surface *totale* du bassin versant correspondant. Effectivement « le problème de la définition de la surface qui contribue s'est posé, mais on a choisi de prendre tout [...] aussi avec l'idée de se rapprocher du débit naturel. » (*Chaumeau, 2011*)

Tandis que, pour des usages tels que le dimensionnement et la gestion des bassins départementaux, la DEA dispose d'un jeu de pluie « statistiquement significatives », pour cette étude le choix des pluies à simuler n'a pas été considéré comme important car « la capacité du réseau ne dépend pas de la pluie... au moins directement, parce qu'il y a quand même les effets de l'aval. » (*Chaumeau, 2011*).

Bernard Breuil résume ainsi le travail mené sur le zonage pluvial :

« L'étude à l'échelle du Département donne [aux communes] les éléments auxquels on est arrivé, [ils peuvent] prendre ça directement... c'est un peu l'idée pour inciter les communes à aller dans ce sens [...] Donc là on a étudié bassin versant par bassin versant quelles étaient les capacités du réseau, à l'aval, ou à des points... ou à certains endroits où il y a des niveaux d'étranglement... Par exemple, on a $1\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ et en amont on a 100 ha, on peut dire que sur cette zone on va définir une capacité limite de raccordement de réseau de $10\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$. [...] Donc on a regardé bassin par bassin quelles étaient les capacités surfaciques du réseau. [...] Sur les trois quarts du Département on est capable d'accepter $10\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$, mais on ne pouvait pas partout. Il y a des zones où il fallait descendre un peu. 2, 3, 4... il y a même des zones où on est en dessous de $1\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ et qu'on a déjà bien identifiées. » (*Breuil, 2009*)

6.1.3. L'intégration urbaine des Techniques Alternatives

Parallèlement à l'évolution des réglementations, une nouvelle approche de la réalisation des TA se développe : l'intégration urbaine. Cette approche, qui n'est pas exclusive à la Seine-Saint-Denis (voir le chapitre 2, et en particulier la section 2.1.3), a ici un parcours propre, qui contribuera à faire du Département un des exemples les plus cités et imités par les autres collectivités françaises.

On peut faire remonter l'origine de cette approche aux premiers recensements des TA, réalisés au début des années quatre-vingt-dix. Selon Thierry Maytraud, responsable du Bureau « Liaison avec l'urbanisme » de la DEA,

« on se rend compte, entre 1992 et 1995, que tous les débits de fuite qui avaient été prescrits, étaient entendus par les aménageurs, des bassins ont été construits. Donc du côté quantitatif, c'était plutôt positif. Par contre du point de vue qualitatif, pas vraiment. 60% des bassins n'étaient quasiment jamais entretenus, les bassins enterrés étaient quasi inconnus des propriétaires. Enfin, ça nous posait des questions en terme de pérennité de ces dispositifs de stockage. [...] en 95 on décide de changer un peu notre approche : on continue de prescrire un débit de fuite, mais par contre on a la volonté d'avoir des réponses des aménageurs qui soient des dispositifs à ciel ouvert, supportant d'autres usages urbains, et valorisant le projet d'aménagement. » (*Maytraud, 2009*)

Le problème de la pérennité des ouvrages est donc posé. La cause est dans l'approche des aménageurs qui, devant une contrainte réglementaire, la satisfont en minimisant la complexité — pas nécessairement le coût — de la réponse. Ils réalisaient donc des ouvrages le plus souvent enterrés ou relégués aux fonds des parcelles, hors de vue, dont on oubliait parfois l'existence ou dont on négligeait l'entretien. La réponse de la DEA a été d'orienter les aménageurs (par l'exemple, le suivi des PC, etc.) à réaliser des ouvrages ayant d'autres fonctions urbaines que la seule gestion des eaux pluviales.

La logique qui sous-tend les préconisations du Bureau de liaison avec l'urbanisme, créée au sein de la DEA pour développer l'intégration urbaine des TA, est qu'un ouvrage, qui n'a pour fonction que de retenir les eaux pluviales lors de pluies exceptionnelles, n'est utilisé que très rarement. Si une deuxième fonction (terrain de sport, parking, ou simplement lieu de passage) est associée à l'ouvrage, cela engendre une « surveillance » et un entretien beaucoup plus fréquents, avec une réduction des dysfonctionnements : « [...] un square inondable ne va pas être entretenu parce qu'il est inondable, il va être entretenu parce qu'il est square. » (*Maytraud, 2009*)

Le deuxième point fort de cette approche est que, grâce à la multi-fonctionnalité, le coût foncier de la gestion des eaux pluviales est supprimé, ou mutualisé avec d'autres fonctions. Cet aspect, *a priori* secondaire dans la volonté de la DEA de développer ces

ouvrages multi-fonctions, a probablement eu un rôle majeur dans l'acceptation des TA à ciel ouvert par les aménageurs.

On peut enfin relier cette approche — initialement technique — au développement successif d'une approche « paysagiste » des TA et du CS. L'intégration urbaine, qui est nécessaire pour améliorer le fonctionnement des TA, est porteuse des discours sur le développement durable, le rôle paysager et social des ouvrages, la valorisation de l'eau en ville, la participation des citoyens à une bonne gestion des ressources. Tous ces arguments, typiques de la philosophie du *WSUD* (section 2.5), sont bien évidents dans les actes du « Deuxième forum national sur la gestion durable des eaux pluviales », tenu en Seine-Saint-Denis en mars 2009.

6.1.4. Quantification des TA réalisées

A partir des premières inspections des ouvrages des années quatre-vingt-dix, la DEA a développé deux bases de données des techniques alternatives sur le territoire du Département. La première regroupe toutes les préconisations émises par la DEA à l'occasion des permis de construire. Elle est donc exhaustive, au sens où elle contient tous les ouvrages que la DEA a demandés. En revanche, il n'y a aucune vérification de la réelle mise en place des ouvrages, ni de leur fonctionnement. La deuxième base, au contraire, fait état de toutes les TA contrôlées par les services du Département. Elle est donc loin d'être exhaustive, mais tous les renseignements ont été faits par observation directe, y compris des conditions d'entretien des ouvrages. Par le passé, les ouvrages à vérifier étaient choisis de façon aléatoire, sans un critère bien défini. Ces dernières années, la DEA prévoit un système d'échantillonnage pour développer la complémentarité des deux bases : les visites des ouvrages (renseignement de la deuxième base) sont choisies de façon à obtenir un échantillon significatif de la première base (Thierry Maytraud, 2009, *comm. pers.*).

En attendant ce développement, ces bases permettent de quantifier (même si avec des incertitudes très importantes) la capacité totale des ouvrages de CS sur le territoire. En 2008, l'estimation de Bernard Breuil (Breuil, 2009) était que, face à 1.3 Mm^3 de bassins de stockage départementaux, l'ensemble des TA construites pouvait stocker entre 0.5 Mm^3 et 1 Mm^3 d'eau. L'évolution de ces chiffres est aussi intéressante : en moyenne, entre 1999 et 2009, le Département a construit des bassins pour environ $15\,000 \text{ m}^3$ par an, tandis qu'il a préconisé, en moyenne, entre 2003 et 2008, environ $50\,000 \text{ m}^3$ par an de TA.

Si on veut chiffrer ces volumes en termes de bilan hydrologique du Département, on peut les rapporter à la surface imperméabilisée. En considérant une imperméabilisation comprise entre 20% et 30%, celle-ci est de l'ordre de 50 km^2 à 70 km^2 . 1 Mm^3 représente donc un stockage diffus — sur toutes les surfaces imperméabilisées du Département —

compris entre 14 mm et 20 mm. A titre de comparaison, ce volume est du même ordre de grandeur que la pluie de projet utilisée dans le Scénario C (voir la note à page 162).

L'histoire récente de l'assainissement en Seine-Saint-Denis, que nous venons de retracer en cette section, est un exemple de comment le CS a été développé par les collectivités pionnières françaises : nous avons vu que, en raison de problèmes insolubles par les stratégies d'assainissement précédentes (tout-au-réseau et tout-au-réseau-mais-lentement), on développe une stratégie nouvelle qui, pourtant, n'est pas reconnue comme telle pendant un laps de temps assez long. Elle est vue, au départ, comme une façon de faire participer les aménageurs privés à l'assainissement, mais toujours dans une approche technique d'optimisation du fonctionnement des réseaux. La préoccupation majeure du service, pendant les années quatre-vingt-dix où les TA réalisées restaient des ouvrages ponctuels, n'était pas dans le choix d'une réglementation cohérente à l'échelle du bassin versant, mais plutôt dans la solution de problèmes pratiques dans leur réalisation (i.e. le concept de l'intégration urbaine des TA, voir aussi la section 4.1.1). Il y a un changement de perspective pendant les années deux mille, quand on commence à se rendre compte de l'importance que les TA peuvent prendre grâce à l'application systématique des réglementations. Les efforts de ces dernières années — la réalisation du zonage pluvial départemental, mais aussi d'un recensement plus précis des TA réalisées — témoignent de la compréhension du rôle substantiel que les TA ont (et auront de plus en plus) dans le fonctionnement hydrologique des bassins versants, et d'une tentative de profiter de ce rôle en mettant en œuvre une stratégie cohérente de CS.

6.2. Les Hauts-de-Seine

Les Hauts-de-Seine, au contraire de la Seine-Saint-Denis, sont parcourus par des méandres du cours d'eau récepteur, la Seine, ce qui permet de disposer de nombreux exutoires pour les eaux pluviales. Le réseau s'est donc développé autour de bassins versants indépendants reliés directement à la Seine. Quant à l'urbanisation rapide, elle a eu lieu plus tardivement qu'en Seine-Saint-Denis, dans les années quatre-vingts à deux mille. La conséquence principale est que, par rapport à ce dernier Département, les problèmes d'inondation dus aux insuffisances du réseau sont plus récents et de moindre gravité (*Guillon, 2009* et figures⁵ 6.3 et 6.4).

La mise en place de TA a donc été plus tardive, les premières réflexions datant de la fin des années quatre-vingt-dix. Les motivations principales étaient au croisement entre la réduction des débordements et l'amélioration de la qualité des rejets en Seine (surtout unitaires), sous la contrainte économique :

5. Ces cartes, ainsi que d'autres schémas concernant l'assainissement, sont disponibles sur le site du CG 92 : www.hauts-de-seine.net/cadre-de-vie/protection-environnement/gestion-eau/Cartes (dernière visite : Novembre 2011).

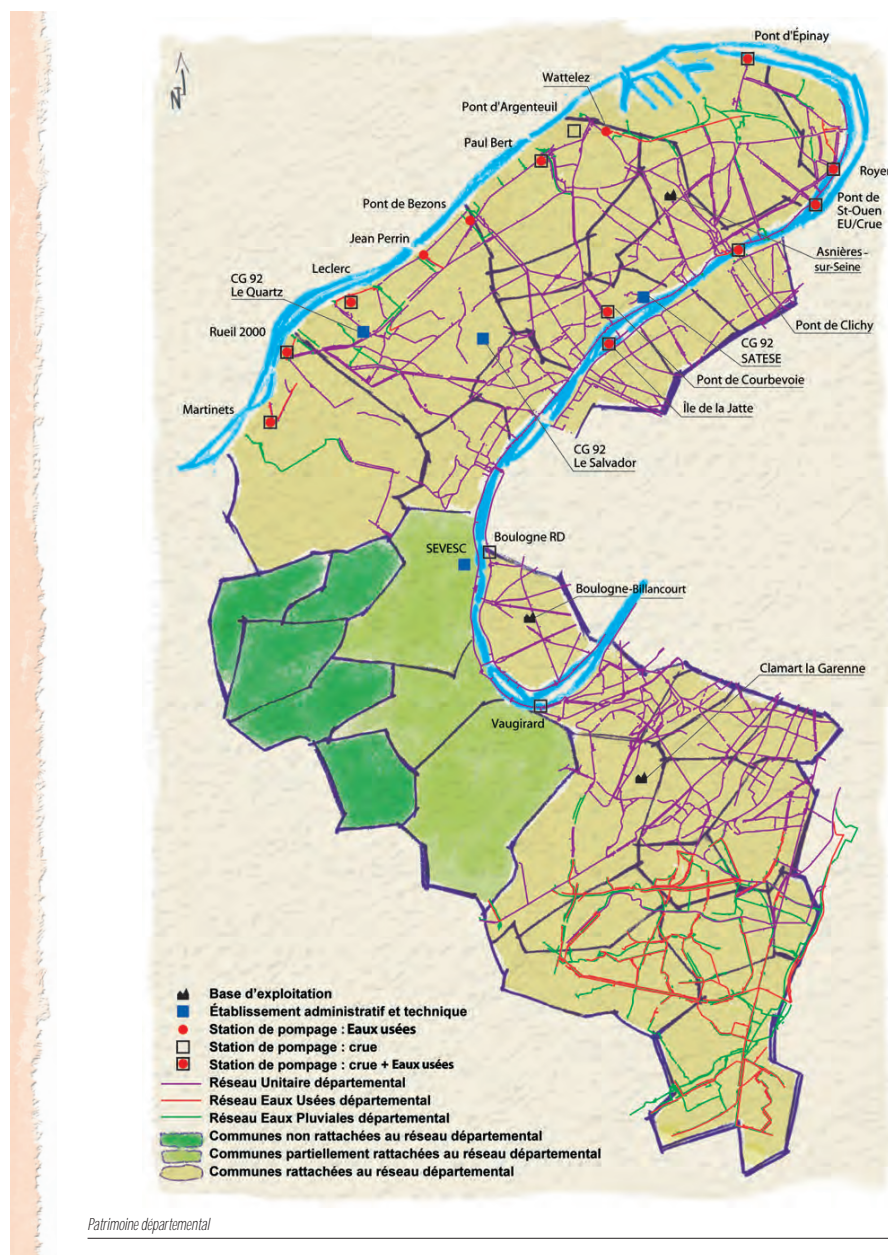


FIGURE 6.3.: Réseaux d'assainissement du Département des Hauts-de-Seine. Source : Conseil Général 92.

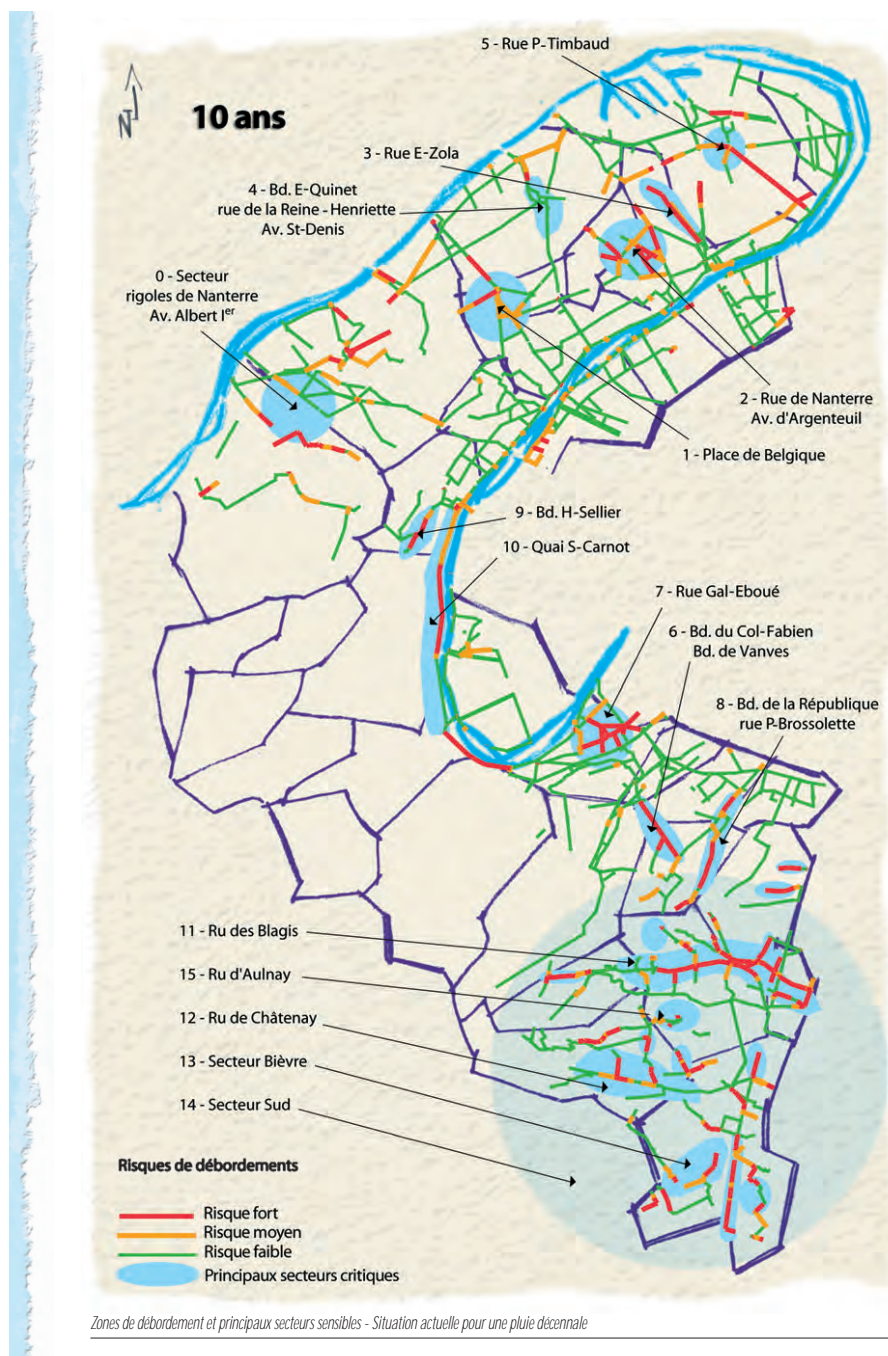


FIGURE 6.4.: Zones de débordement et secteurs sensibles, situation actuelle pour une pluie décennale. Source : Conseil Général 92.

« [...] il y a eu beaucoup de travaux à la création du Département, de 1970 à 2000. Les principaux travaux qui ont eu lieu étaient surtout des stations de pompage pour raccorder les eaux usées vers les stations d'épuration. Et les projets restant [...] avaient pour objectif de régler des problèmes d'inondations en évacuant vers la Seine les eaux par des gros tuyaux. En 2003, ces projets n'étaient plus réalisables en raison d'un certain nombre de directives européennes, qui imposaient de se poser des questions sur la qualité des rejets en Seine [...] Schématiquement, on ne peut plus faire des gros tuyaux qui envoient toutes les eaux en Seine.

A partir du moment où il faut faire un bassin en plus d'un collecteur, pour ne pas rejeter directement en Seine, l'opération devient très chère, et on ne peut plus facilement la financer [...] Il a donc fallu travailler sur des choses plus logiques et surtout travailler sur le contrôle à la source. Ce qui s'est fait au début des années deux mille [...]. » (*Guillon, 2009*)

Le premier règlement d'assainissement prévoyant des limitations de débit, adopté en 2002, était basé sur une étude réalisée par SAFEGE sur la capacité résiduaire des réseaux existants (Vuathier et al., 2004, voir section 6.2.1). Ce règlement définissait deux zones : dans le nord du Département le débit pour les nouveaux raccordements était limité à $15 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, tandis que dans le sud à $10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. Dans un petit secteur la limite était $3 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ « parce que, à Rueil Malmaison, la ville avait une réglementation antérieure à $3 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. Le Conseil Général a confirmé cette réglementation pour cette commune » (*Guillon, 2009*).

Immédiatement après l'adoption du règlement, une réflexion fut lancée pour réaliser un schéma départemental d'assainissement (CG 92, 2005), qui ne devait pas être

« un schéma directeur contenant uniquement une liste de travaux à faire, [mais] un schéma d'orientation politique en matière d'assainissement. [...] Le précédent schéma directeur, n'était effectivement qu'une liste de travaux. Le nouveau schéma devait prendre en compte le développement durable. » (*Guillon, 2009*).

L'objectif était donc de passer d'un document strictement technique à un projet avec des horizons plus vastes, mais aussi de faire participer à la réalisation du schéma les communes et les autres acteurs de l'assainissement et de la ville, car la mise en place d'une politique d'assainissement ne pouvait se faire sans leur implication (i.e. adoption des limitations au niveau des PLU, etc.). Cet élargissement des objectifs et des acteurs impliqués engendra une phase de concertation sur le schéma d'une durée de 16 mois entre 2003 et 2005.

Lors de la concertation, où sont reconnus les deux objectifs déjà cités de réduction des inondations aux points sensibles, et de protection du milieu récepteur (CG 92, 2005), s'affirme le point de vue selon lequel

« Il fallait évidemment *a minima* qu'on n'aggrave pas la situation actuelle. Il fallait éventuellement être plus sévère sur la limitation du ruissellement, et voir comment convaincre les communes de faire comme le Département. »
(Guillon, 2009).

Cette logique conduira à rendre effectivement plus strictes les limitations de débit : $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ pour les rejets dans un réseau unitaire (ce qui constitue 73% du linéaire du réseau départemental, Vuathier et al. (2004)), et $101\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ pour les rejets dans un réseau pluvial ou directement vers le milieu naturel, en l'absence de contraintes locales plus strictes, typiquement motivées par des insuffisances du réseau pluvial.

Cette baisse de la valeur de la contrainte n'a pas été un choix technique mais politique : Anne Guillon remarque à ce propos que « c'est en effet pendant une réunion avec tous les maires que la limitation du ruissellement a été définie à $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$. [...] » (Guillon, 2009)

Le choix de la réglementation a été fait en reprenant une réglementation déjà existante sur une partie du Département : celle appliquée sur le territoire du Syndicat du Ru de Marivel. On peut remarquer que la valeur choisie pour la contrainte ($21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$) est la même qui avait été employée pour les villes nouvelles par Jacobsen (section 2.1.2) et qui, de là, avait été appliquée fréquemment en Ile-de-France.

Un élément innovant introduit par le Schéma Départemental d'Assainissement, est la préconisation d'infiltrer, ou en tout cas de gérer à la parcelle, la plus grande partie des eaux pluviales possible, avant tout rejet au réseau. On retrouve cette préconisation dans le nouveau Règlement d'Assainissement (CG 92, 2008), qui remplace celui de 2002 : « la gestion des eaux pluviales à la parcelle, sans raccordement au réseau public doit être la première solution recherchée. ». Ce type de préconisation est exemplaire des incitations à infiltrer non chiffrées dont nous avons parlé dans la section 3.3.

A coté des limitations de rejet, qui s'appliquent directement aux nouvelles constructions connectées au réseau départemental, une politique d'aides est mise en place pour élargir l'application du CS aux constructions existantes et aux territoires drainés par les réseaux communaux. Les subventions aux particuliers s'appliquent, en effet, aux constructions réalisées avant la prescription d'un débit de fuite (CG92, 2010). Elles favorisent la déconnexion totale de préférence à la limitation des débits, avec des taux de subvention respectifs de 40% et de 20%. Les subventions pour les acteurs publics suivent une autre logique : si elles ont une finalité immédiate de contribuer à l'amélioration de la gestion des eaux pluviales sur le territoire du Département (elles s'appliquent uniformément aux nouveaux aménagements et à ceux existants), elles servent aussi à inciter les communes et les syndicats à adopter des réglementations de débit pour les branchements aux réseaux de leur compétence :

« Les collectivités locales [...] sont éligibles à ces concours financiers dès lors [qu'elles] ont intégré une limitation du ruissellement inférieure ou

égale à $5\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ dans leur règlement d'assainissement. Elles peuvent bénéficier d'un bonus de 10% pour les travaux lorsque [...] elles ont intégré une limitation du ruissellement inférieure ou égale à $2\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ dans leurs documents d'urbanisme. » (CG92 (2010))

On voit émerger dans ces critères — mais aussi dans l'acceptation de la limite à $3\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ à Rueil-Malmaison dans le vieux règlement d'assainissement, ou dans le choix d'appliquer une limite de $2\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ à tout le Département bien que l'analyse technique ne le considérait pas nécessaire — l'affirmation du principe selon lequel une contrainte plus stricte est nécessairement plus performante et, en dernière analyse, « meilleure » qu'une moins stricte. Nous reviendrons sur ce principe dans le chapitre 7. Pour l'instant, dans le prochain paragraphe, nous analyserons comment avaient été choisies les valeurs des contraintes réglementaires appliquées par le Département : en premier lieu pour le zonage à $3\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$, $10\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ et $15\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$, en second lieu pour celui à $2\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ et $10\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$.

6.2.1. Le dimensionnement des contraintes

Vuathier et al. (2004), dans une communication à la conférence Novatech, décrivent la procédure qui a porté au choix des premières limitations de débit introduites dans le règlement d'assainissement du Département (i.e. le zonage à $3\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$, $10\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ et $15\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$). Cette procédure, que nous allons synthétiser, est basée sur une combinaison du concept de débit naturel avec une approche de précaution face aux débordements des réseaux.

Pour fixer les valeurs des limitations, les auteurs ont :

1. divisé le Département en 17 bassins versants indépendants de caractéristiques homogènes, et en 1280 sous-bassins « élémentaires » ;
2. déterminé une « pluie critique » pour chacun des 17 bassins, en définissant une pluie critique comme la plus petite pluie de projet (durée 4 heures, période de retour variable entre 6 mois et 10 ans) qui sature « en moyenne » le réseau d'assainissement ;
3. calculé, pour chaque sous-bassin élémentaire, le débit spécifique correspondant à la pluie critique ;
4. construit des courbes, pour chacun des 17 bassins, qui montrent la répartition des débits spécifiques par rapport à la surface du bassin. A partir de ces courbes, ils définissent une « valeur guide » pour chaque bassin, qui correspond au débit spécifique de 5% des sous-bassins (i.e. la valeur de débit spécifique qui n'est pas dépassée, lors de la « pluie critique », par 5% des sous-bassins) ;
5. opèrent une homogénéisation des résultats au niveau des bassins, de façon à ne retenir que trois valeurs de débit limité sur l'ensemble du Département.

Dans cette procédure assez originale⁶ on voit, au point 2, que la préoccupation primordiale reste la saturation et le débordement des réseaux. Par contre, lorsqu'on essaye de déterminer une valeur de débit par bassin (points 3 et 4), sur la base de courbes construites « localement », on fait implicitement référence à l'idée de débit naturel propre de chaque bassin. L'homogénéisation (point 5) répond probablement à une logique de simplicité de la norme en vue de son application, mais en l'absence, dans l'article, des valeurs trouvées pour chaque bassin (avant homogénéisation) nous ne pouvons pas savoir combien cette logique modifie le résultat des calculs. Enfin il faut noter que, tandis que dans l'introduction les auteurs font référence aux déversements d'orage et au développement durable, la méthode mise en place ne paraît pas prendre en compte ces aspects explicitement.

A propos de la nouvelle réglementation ($21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ et $10\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$), nous avons déjà noté que son application généralisée est le fruit d'une décision politique. En revanche, le choix des valeurs spécifiques de cette réglementation résulte d'un processus intégrant des considérations politiques et techniques. Initialement, $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ était la valeur imposée par le Service de Navigation de la Seine (SNS) pour les rejets directs dans la rivière⁷, tandis que les rejets dans les réseaux départementaux étaient fixés à $10\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ ou $15\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$. Ces prescriptions avaient conduit à des situations paradoxales car les aménageurs, même en bord de Seine, trouvaient avantageux d'envoyer leurs eaux pluviales vers le réseau (qui ensuite se déversait en Seine) plutôt que directement à la rivière (section 3.1.2). Pour supprimer cet effet pervers, Département et SNS négocièrent un accord qui prévoit un passage à $10\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ de la limite imposée par le SNS pour le rejet au milieu naturel, et à $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ de celle imposée par le Département pour le rejet en réseau unitaire.

Le choix des valeurs 2 et 10 renvoie aussi à d'autres considérations, dont certaines sur le débit naturel, même si cet argument ne fait pas l'accord (voir aussi la section 3.3.3) :

« Les $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ ont été au début le fruit de négociations, notamment avec la police de l'eau, parce que [...] la police de l'eau demandait $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ en disant que c'était, pour une pluie décennale, un débit naturel moyen. Je ne sais pas d'où ils obtenaient cette valeur. [...] les études qu'on peut trouver donnent des débits naturels variables selon la taille du bassin versant, allant

6. Il faut remarquer que dans cette procédure, telle qu'elle est présentée dans l'article, probablement réducteur par rapport à l'ensemble de l'étude, se trouvent un certain nombre de points flous et de choix arbitraires alors que, dans les mots de ses auteurs, elle est censée « déterminer une valeur « objective » de rejet » (Vuathier et al., 2004). Ils ne sont pas clairs, par exemple, sur la définition de la « saturation moyenne » d'un bassin versant (point 2), qui semble être calculée par la moyenne des remplissages des conduites au niveau des 1280 sous-bassins et ensuite des 17 bassins versants ; sur la relation entre cette saturation moyenne et les débordements de réseau ; sur la raison du choix d'un seuil de 5% (point 4). D'ailleurs, aucun scénario n'est testé pour vérifier les conséquences d'un choix donné.

7. Le SNS assure le rôle de police de l'eau dans le lit majeur de la Seine, et doit donc prendre en charge les déclarations et les autorisations au titre de la loi sur l'eau, lorsque un aménagement a lieu dans cette zone ou déverse ses eaux directement dans la rivière.

de $1.21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$, à $101\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ ou $151\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ pour un bassin versant naturel. Mais ce n'est qu'à très grande échelle que les débits descendent en dessous de $11\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$. Dans le Département il n'y a pas de bassins versants à très grande échelle, à l'échelle du bassin versant d'une montagne [...].

La valeur de $101\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ correspond au débit naturel qu'on arrive à déterminer pour de petits bassins versants. Et elle était aussi la limite que donnait l'Agence de l'Eau pour subventionner des réductions d'émissaires [...]. Nous ne descendons pas en dessous de $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ parce que, notamment quand les gens font des bassins et non pas de l'infiltration, il se pose un problème de temps de vidange. Par exemple, à $11\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$, la vidange des bassins demande 48 heures, et elle pose par conséquent un vrai problème s'il y a deux pluies qui se suivent. Donc, nous avons préféré une valeur de $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ parce qu'elle permet de vidanger en 24 heures. »
(Guillon, 2009)

En conclusion, nous avons vu que les critères pris en compte dans le choix des réglementations sont nombreux : la capacité des réseaux existants ; le débit naturel des bassins versants ; l'existence de débits de référence⁸ ; le temps de vidange des bassins inférieur à 24 heures (il s'agit aussi d'une valeur de référence, section 7.1.2) ; les raisons économiques tels l'accès aux subventions de l'AESN ; la simplicité des normes ; la concertation et la négociation tant internes à l'institution (généralisation des $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$) qu'externes (SNS).

Cette liste contient à la fois des aspects techniques et politiques, qui interviennent tous dans la définition de la réglementation. Cependant, comme on l'a remarqué à propos de l'article de Vuathier et al. (2004), la qualité de l'eau et le développement durable, qui justifient la mise en place de la réglementation (CG 92, 2005, 2008), ne contribuent pas explicitement à sa définition. Alors que l'approche scientifique, mais aussi celle politique, du CS font référence tant aux débordements qu'à la pollution et au développement durable, ainsi qu'à l'imitation du cycle naturel de l'eau, les méthodes utilisées — issues du référentiel réseau des décennies précédentes — et leurs applications sont très limitées dans la prise en compte de ces aspects.

8. Nous n'avons pas d'information sur les raisons justifiant les $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ avancées par le SNS à l'époque, ou adoptées par le Syndicat du Ru de Marivel, mais la valeur coïncide avec celle « standard » utilisée par Jacobsen pour les villes nouvelles (section 2.1.2), ce qui nous permet de supposer qu'il s'agissait d'une valeur standard plus que du résultat d'une nouvelle analyse. Aujourd'hui le SNS propose $11\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ en application du SDAGE (section 6.6).

6.3. Le Syndicat Mixte de la Vallée de l'Orge Aval

Après avoir analysé deux Départements de la petite couronne parisienne, territoire très densément peuplé⁹, nous allons maintenant prendre en compte le SIVOA¹⁰, un Syndicat Mixte situé en grande couronne parisienne. Il comprend aujourd'hui trente-sept communes (225 km², 385 000 habitants) appartenant au bassin versant de l'Orge. Ses missions incluent la gestion hydraulique de la rivière, le suivi de sa qualité, mais aussi la gestion des réseaux d'assainissement de transport : les réseaux d'eaux usées du Syndicat font le lien entre les réseaux communaux et celui du SIAAP, les réseaux d'eaux pluviales syndicaux, où ils sont présents, acheminent les eaux des réseaux communaux vers le milieu naturel (l'Orge ou, pour certains bassins versants, la Seine).

Le territoire du SIVOA se répartit autour de la rivière, ce qui permet une gestion des eaux pluviales par sous-bassins versants. Certains de ceux-ci sont équipés d'un collecteur principal, géré par le Syndicat, qui récupère les eaux en provenance des réseaux communaux du secteur. Ces collecteurs peuvent être soit des petits cours d'eau busés au fur et à mesure de l'urbanisation, soit des collecteurs créés *ex-novo* pour l'urbanisation de zones nouvelles (e.g. celui de la ZOH¹¹). Le territoire du Syndicat a connu une forte urbanisation à partir des années soixante à quatre-vingts : au début dans le fond de vallée et ensuite sur les plateaux (Fromon et Zuindeau, 1999; Carré et al., 2010b).

Trois problèmes principaux sont signalés, à propos des eaux pluviales, par le service hydraulique du SIVOA (*Berthod et Frysou, 2009*) :

- une forte érosion de quelques cours d'eau à l'aval de zones urbanisées (e.g. le Mort Ru) ;
- des inondations par débordement de réseau dans certains secteurs urbains (e.g. à Athis-Mons, ou le long de la Bretonnière) ;
- des inondations liées aux crues de l'Orge.

Alors que le CS est plus à même d'être efficace dans la réduction des deux premiers problèmes, c'est en particulier par rapport au dernier que les réglementations ont été développées.

En effet, trois crues particulièrement importantes de l'Orge, en 1978, 1999 et 2001, ont été à la base des réflexions sur l'urbanisation du bassin versant et sur le contrôle du ruissellement. Après celle de 1978, particulièrement catastrophique (avec des hauteurs d'eau allant jusqu'à 1 m au-dessus du terrain, Préfecture de l'Essonne (2008)), un large

9. Les deux Départements considérés comptent, chacun, environ 1 500 000 habitants pour des superficies de l'ordre de 200 km².

10. Syndicat Mixte de la Vallée de l'Orge Aval, www.sivoa.fr.

11. Zone Opérationnelle d'Habitat. Il s'agit d'un projet de développement urbain datant de la fin des années soixante, à proximité de la gare RER de Grigny. Pour l'assainissement pluvial fut réalisé un collecteur (collecteur de la ZOH) qui donne le nom au bassin versant correspondant. Nous allons présenter ce bassin versant dans la section 8.1, car il sera l'un des terrains que nous utiliserons pour la modélisation dans la partie III.

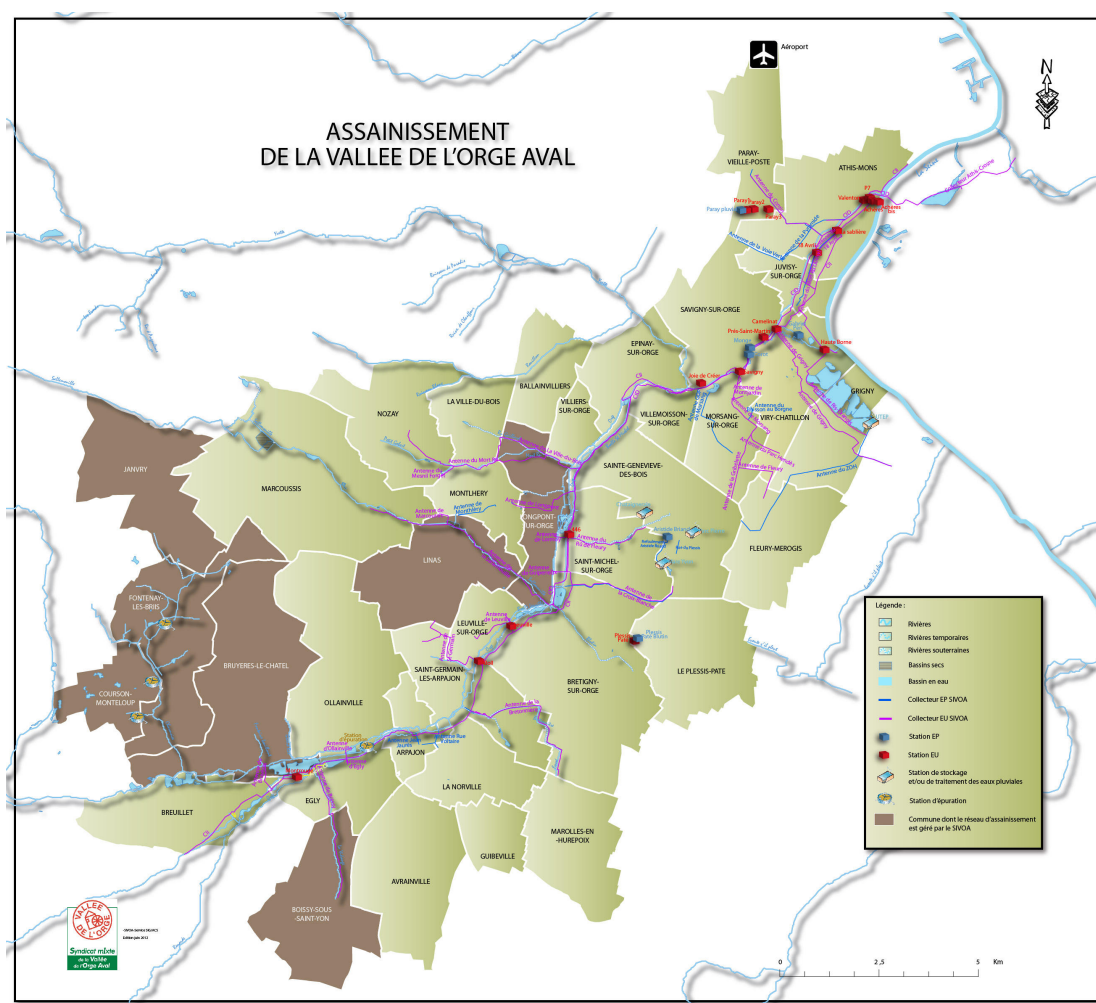


FIGURE 6.5.: Le territoire du SIVOA et le système d'assainissement. Source : SIVOA.

programme de mesures a été mis en place, comprenant des aménagements importants du cours d'eau ainsi que des études, par exemple, sur l'évolution démographique et urbaine attendue à l'horizon 2015 (Fromon et Zuindeau, 1999). C'est ainsi que, au début des années quatre-vingt-dix, on aboutit à une première réglementation de débit.

Un rapport de 1992 (Hydratec, 1992) consacre un chapitre à l'incidence de l'urbanisation sur l'Orge, et analyse les « débits disponibles » au droit de différentes sections du cours d'eau lors d'une crue d'été décennale. Le calcul du débit réglementaire est donc fait en divisant le plus petit de ces « débits disponibles » dans la rivière par la surface des nouvelles zones imperméables prévues à l'amont de la section correspondante. Le résultat de cette division est d'environ $21 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. Ensuite, les auteurs du rapport conseillent d'imposer une limitation à $11 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ car ils considèrent qu'elle ne sera appliquée que dans les ZAC :

« Les programmes diffus d'urbanisme comptent pour 30% du total des surfaces imperméabilisées futures. La maîtrise des ruissellements engendrés par ces programmes est délicate, voire impossible. » (Hydratec (1992))

En effet, ce premier règlement — adopté à la fin de 1992 — n'était pas systématiquement appliqué : le Syndicat se limitait à inciter à la réalisation de TA pour les nouveaux aménagements industriels et commerciaux, mais sans disposer d'une véritable assise juridique en dehors des grandes opérations (Berthod et Frysou, 2009).

Dans l'étude de Hydratec (1992) est aussi proposé un volume spécifique de stockage, compris entre $430 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1}$ et $540 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1}$ selon les abaques disponibles. Dans le règlement, le choix se portera sur un volume de $550 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1}$.

La crue de l'Orge de 1999 a été consécutive à des pluies plus importantes que celles de 1978, mais grâce aux aménagements réalisés entretemps, les dommages furent moins graves (Fromon et Zuindeau, 1999). Cependant l'inondation de 2001, très peu de temps après la précédente, donna lieu à une forte volonté politique de renforcer les mesures prises pour limiter les crues (Berthod et Frysou, 2009). En 2003, un nouveau règlement d'assainissement du Syndicat est approuvé (SIVOA, 2003), qui impose le « zéro-rejet » :

« Les eaux pluviales collectées à l'échelle des parcelles privées ne sont pas admises directement dans le réseau d'assainissement.

Elles seront infiltrées, régulées ou traitées suivant les cas.

Dans tous les cas, la recherche de solutions permettant l'absence de rejet d'eaux pluviales sera la règle générale (Notion de « zéro rejet »). » (SIVOA (2003))

En dérogation, au cas où « l'infiltration [...] nécessiterait des travaux disproportionnés » (SIVOA (2003)), la limite précédente de $11 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ (avec un stockage de $550 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1}$ imperméabilisé) s'applique, avec une pluie de référence de 55 mm en 4 heures, qualifiée de vingtennale.

L'interprétation qui est donnée par les techniciens du SIVOA de la politique de « zéro-rejet » est stricte : *a priori*, aucun branchement au réseau pluvial ne devrait être nécessaire pour les urbanisations nouvelles. Or, nous avons vu (section 4.1.4) que cette interprétation est quasi contradictoire lorsqu'on essaye de l'appliquer, à cause de l'impossibilité théorique d'éliminer complètement le ruissellement. Cette difficulté est ressentie par les techniciens, qui expliquent que

« Ce règlement [est], peut-être, trop restrictif et dogmatique en fixant le « zéro-rejet ». [...] Il est basé sur l'expérience d'autres collectivités en France¹² [...] mais eux ils n'ont pas les mêmes sols, car sur l'Orge on peut infiltrer en fond de vallée mais pas aussi bien sur les coteaux et les plateaux, à cause des argiles. En plus, on n'a pas les mêmes problèmes, car ici les inondations de l'Orge sont également dues aux zones agricoles à l'amont [...] et aux changements du réseau hydrographique dû à l'agriculture. »
(*Berthod et Frysou, 2009*)

On repère bien dans ce discours, (i) la pratique qui consiste à fixer la contrainte réglementaire en imitant d'autres collectivités — pratique similaire à celle des Hauts-de-Seine, même si dans ce dernier cas l'exemple venait d'un territoire interne au Département — et, (ii) les problèmes d'adaptation aux spécificités locales qui peuvent en découler.

La conséquence de ces difficultés d'interprétation et d'application de la contrainte principale (le « zéro-rejet ») va être, dans de nombreux cas, l'application d'une contrainte dérogatoire, même dans les opérations d'aménagement où le Syndicat a la possibilité d'intervenir directement (e.g. la ZAC Centre-Ville de Grigny, dans le bassin versant du ZOH, où la régulation des eaux pluviales est faite par des bassins de stockage). Malgré la politique d'incitation forte qui est menée, le nombre de TA (en excluant les bassins de stockage) qui sont réalisées sur le territoire du SIVOA demeure peu significatif (*Berthod et Frysou, 2009*).

Puisque c'est la limite à $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ qui est appliquée dans la plupart des aménagements, elle devient aussi objet de réflexion, en particulier à propos de trois problèmes que pose sa mise en œuvre (*Berthod et Frysou, 2009*) :

- un volume de stockage de $550 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1}$ est très important : il est difficile d'intégrer des ouvrages de cette taille dans l'urbanisme, ce qui porte à la réalisation systématique d'ouvrages enterrés ou « cachés au fond des parcelles », pas ou peu entretenus. Cette situation rappelle celle observée en Seine-Saint-Denis pendant les années quatre-vingt-dix (section 6.1) ;
- avec un débit de fuite de $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, la vidange d'un bassin de stockage après une pluie importante et en conditions d'infiltration défavorables peut demander jusqu'à une semaine. Par conséquent, même certains bassins secs peuvent être en eau pendant une centaine de jours par an, ce qui pose des problèmes

12. La CA du Douaisis, voir section 6.4.

d'entretien, produit des nuisances et limite sensiblement la possibilité d'usages multiples des bassins ;

- imposer des contraintes fortes met souvent les services techniques dans la condition de devoir justifier leurs demandes aux aménageurs. Or les services, en raison de la manière dont la réglementation a été élaborée, manquent d'arguments techniques solides pour justifier leurs prescriptions.

Ces réflexions ont conduit le SIVOA à envisager une révision de son règlement d'assainissement. Une hypothèse est de réaliser un zonage sur le modèle de celui de la Seine-Saint-Denis, comprenant une carte d'infiltration qui définit où la gestion des eaux à la parcelle est possible sans rejet vers l'aval, et une carte des débits acceptables dans les réseaux du Syndicat, explicitant des débits de fuite réglementaires variables (*Berthod et Frysou, 2009*). En tout cas, la réalisation d'un tel zonage ne devrait avoir lieu avant la conclusion d'un diagnostic des réseaux et des bassins versants lancé récemment et qui devrait durer deux ans (*Olivier Frysou, 2011, comm.pers.*). Toute considération sur le zonage reste donc subordonnée aux résultats de cette étude.

En résumant les éléments de choix des réglementations, on voit apparaître plusieurs éléments problématiques :

- historiquement, la motivation d'élaborer une réglementation de rejet et de la rendre plus stricte vient de problèmes urgents et liés aux crues de l'Orge : même si ces mesures étaient associées à d'autres actions structurelles, cette motivation est quelque peu paradoxale, dans la mesure où le CS n'est efficace qu'au rythme de l'extension et de la rénovation urbaines, et seulement pour les rejets urbains, qui ne contribuent que partiellement aux crues de la rivière ;
- les réglementations sont obtenues, en 1992 par un raisonnement hydraulique local, extrapolé ensuite à tout le territoire, et en 2003 par l'imitation des pratiques d'une autre collectivité, sur un autre territoire ;
- le besoin d'une efficacité accrue se traduit par des contraintes plus strictes ;
- des contraintes mal définies (« zéro-rejet ») ou excessivement strictes ($1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$) sont évaluées par les techniciens eux-mêmes comme conduisant à une mise en œuvre défailante, non conforme aux propos de la collectivité¹³ ;
- même dans les perspectives de création d'un nouveau zonage d'assainissement, la logique réglementaire va toujours dans la direction d'une définition non chiffrée (oui/non) des obligations d'infiltrer (négligeant au moins en partie les autres options de gestion à la parcelle, et en particulier la récupération/utilisation des eaux pluviales et l'évapotranspiration) et d'une quantification des débits de fuite, sur la base des capacités du réseau.

13. Ce problème a été récemment abordé par le SIVOA en introduisant des subventions aux ouvrages qui respectent un certain nombre de critères supplémentaires (*Olivier Frysou, 2012, comm.pers.*). Il s'agit d'un bon exemple du rôle des instruments incitatifs dans la mise en œuvre des politiques de contrôle à la source, que nous avons évoqué dans la section 3.1.

6.4. La Communauté d'agglomération du Douaisis

La Collectivité d'Agglomération du Douaisis (CAD, 236 km², 158 000 habitants)) est, à notre connaissance, la première collectivité en France à avoir adopté une réglementation « zéro-rejet », à partir de 1992¹⁴. Son exemple, répandu grâce à une association *ad hoc*, l'ADOPTA (Association Douaisienne pour la Promotion des Techniques Alternatives en matière d'eaux pluviales), a été suivi par d'autres collectivités (e.g. le SIVOA, section 6.3). Dans ce cas, ainsi que nous l'avons annoncé dans la méthodologie, notre enquête sur l'histoire des politiques de CS dans la CAD s'est limitée à un entretien avec Jean-Jacques Herin, à la fois directeur de l'Aménagement, des Réseaux et de la Construction à la CAD et président de l'ADOPTA.

Au cours des années antérieures à 1992, et malgré des travaux curatifs sur le réseau, une série d'événements pluviaux intenses avait produit des débordements répétés du réseau d'assainissement de Douai et des communes limitrophes. C'est à partir de ce moment que des TA commencent à être développées, ainsi qu'une « philosophie du zéro-rejet » (*Herin, 2011*). L'interprétation de cette contrainte est stricte, mais souffre des exceptions dans le sens où elle vise davantage à une minimisation des rejets d'eaux pluviales qu'à leur élimination (section 4.1.4) :

« zéro-rejet sauf « exceptions exceptionnelles », liées au risque de pollution de la nappe [...] ou à des contraintes urbanistiques, telles que pour de très petites parcelles en milieu urbain... mais ce sont des exceptions qui restent très, très rares.

Quand un aménageur veut faire un projet, on se pose le problème, mais c'est pas le projet qui crée la pluie ! Le terrain gèrait ses eaux pluviales avant l'aménagement, donc, avec beaucoup d'humilité, on essaye de respecter ce que fait la nature.

[...] Nous sommes en plein dans le développement durable : nous nous rapprochons du territoire et nous restons à côté du comportement naturel. » (*Herin, 2011*)

La logique qui anime la réglementation est donc axée sur le maintien des débits naturels et fait explicitement référence, aujourd'hui, au développement durable. L'intégration urbaine des TA est aussi vue comme un point important, mais plutôt du point de vue économique, car la présence d'une ou plusieurs fonctions urbaines (terrains de sport, parkings) superposées à la gestion des eaux pluviales réduit les coûts d'investissement et d'entretien.

L'intérêt pour le développement durable amène à porter aussi une attention particulière à la qualité du milieu récepteur, préoccupation qui ne figurait pas dans les propos initiaux, mais qui aujourd'hui participe du bilan du CS : la réduction des

14. A l'époque la CAD n'existait pas encore, et l'assainissement était une compétence du Syndicat Intercommunal d'Assainissement de la région de Douai (SIADO).

déversements d'orages et l'optimisation du fonctionnement des stations d'épuration (STEP) sont des arguments en faveur de l'efficacité de la stratégie appliquée, car elles réduisent la charge polluante atteignant le milieu. Un exemple qui est présenté est celui d'un bassin versant pour lequel les déversements d'orages étaient, 20 ans auparavant, quantifiés à $2 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ pour une pluie mensuelle. Aujourd'hui, après des déconnexions, les déversements seraient de $1.5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

« Le débit-zéro c'est important, en particulier pour l'unitaire : l'acceptation d'un débit limité qui est envoyé en unitaire, même si ça peut réduire les déversements d'orage, au final il arrive à la STEP et c'est pénalisant. »
(*Herin, 2011*)

Cette place centrale accordée au « développement durable » dans la réflexion conduit pourtant à l'élaboration d'instruments réglementaires qui, au moins dans le discours, sont déconnectés d'une approche scientifique ou technique, voire en opposition à elle :

« [le maintien du débit naturel nous permet] aussi d'éviter trop de technicisme dans la gestion des eaux pluviales et de faire passer un message compréhensible. [...] Il y a trop de technicisme dans l'assainissement pluvial. Pour nous c'est avant tout de l'aménagement du territoire. La technique, avec ses modèles, ses abaques, vient éventuellement en deuxième coup. »
(*Herin, 2011*)

A la question sur l'intérêt potentiel d'une réglementation non uniforme sur l'ensemble du territoire de la CAD (i.e. un zonage), la réponse est « Non, ce qu'on fait c'est du développement durable, donc il n'y a pas d'intérêt à le faire quelque part oui et quelque part non. » (*Herin, 2011*)

En conclusion, la politique de CS élaborée par la CAD, initialement motivée par les débordements de réseau, se structure aujourd'hui autour des idées de développement durable et d'imitation de l'état naturel, tout en refusant explicitement une élaboration « trop technique ». Du point de vue de notre analyse, la valeur « absolue » des normes qui découlent d'une telle démarche rend difficile leur évaluation d'un point de vue hydrologique. En revanche, une comparaison avec le SIVOA (section 6.3), qui rencontre de grandes difficultés dans l'application pratique de la même « philosophie zéro-rejet », montre comment une telle approche (politique avant que technique) n'apparaît pas facilement généralisable.

6.5. La ville de Paris

Le cas parisien est particulier à deux points de vue. D'un point de vue historique la structure urbaine de Paris est très dense et stable — par rapport aux autres cas

que nous avons considérés jusque-là¹⁵ — depuis les travaux d’Haussmann des années 1850 et 1860, et son assainissement, conçu par Belgrand à la même époque, détermine encore le fonctionnement hydrologique et hydraulique de la ville par temps de pluie. Du point de vue du contrôle à la source (CS), le zonage pluvial développé par la Ville de Paris est le premier en France à imposer des limitations chiffrées non pas sur les débits mais sur les volumes des eaux de ruissellement. Nous allons voir cependant que ces deux points ne sont liés qu’indirectement et que, donc, l’adoption de ce type de limitations ne dépend pas des fortes spécificités du cadre urbain considéré.

Lorsque, vers 2004, on commence à réfléchir à un zonage pluvial et aux possibilités offertes par les TA à Paris, les deux principaux dysfonctionnements du réseau parisien (*Nezeys, 2010*) sont :

- des débordements de réseau sur la chaussée, cependant très limités. On compte seulement six points critiques dans toute la ville, principalement à l’aval des buttes ou aux arrivées des réseaux des Départements de la petite couronne ;
- des déversements d’orage (DO) en Seine. Ce problème est bien plus aigu que le précédent : la conception du réseau par Belgrand faisait une grande utilisation des déversoirs d’orage lors des événements pluvieux (la règle générale était de dimensionner le réseau pour accepter, sans déversements, trois fois le débit de temps sec), ce qui porte aujourd’hui à des DO pour des pluies de fréquence bimestrielle.

L’approche de ces problèmes, jusqu’à une période récente, continuait à être basée uniquement sur l’optimisation du réseau existant : automatisation des déversoirs, canalisations surdimensionnées, etc. La demande d’explorer les options de CS vient non pas tant des techniciens que des élus, qui en voient les applications de plus en plus répandues dans les autres collectivités (*Nezeys, 2010*).

En 2005, la mairie demande une étude de faisabilité pour un zonage pluvial au bureau d’étude SAFEGE qui, en utilisant un modèle existant du bassin versant et du réseau parisiens, doit évaluer les effets de scénarios correspondants à différentes réglementations (*Mouy et al., 2007*). Cette étude, que nous avons déjà citée dans le chapitre 4, est novatrice par plusieurs aspects, dont deux sont particulièrement intéressants pour notre analyse :

- les scénarios pris en compte ne sont pas seulement des scénarios de réglementation de débit, mais aussi de réglementation de volume ;
- les critères analysés ne sont pas liés exclusivement aux débordements de réseau, mais aussi aux déversements d’orage, et donc à des débits intermédiaires. En effet, l’analyse comprend le volume d’eau déversé en Seine lors de la pluie de 16 mm du Scénario C (voir section 6.1).

Alors que le deuxième aspect peut être motivé par la particularité du système d’assainissement parisien, et notamment la prééminence des problèmes de déversement en

15. Le taux de renouvellement urbain est estimé à 0.02 % (*Nezeys, 2010*).

Seine sur les débordements, le premier aspect ne semble pas pouvoir être corrélé aux spécificités de la ville.

L'étude, dont nous avons pu consulter le rapport (SAFEGE, 2007), montre quelques points qui auraient pu être développés ultérieurement. Dans la simulation des scénarios on peut remarquer, par exemple, que l'usage exclusif de pluies de projet limite la portée des résultats (les DO sont évalués pour la pluie « Scénario C » et non pas sur base annuelle, par exemple par la simulation de plusieurs événements ou d'une chronique de pluies, ce qui eut été plus significatif). Au niveau de la modélisation, certains résultats comportent des doutes sur la qualité du calage, et sur la capacité du modèle à représenter assez fidèlement le comportement réel du système. En outre, on voit apparaître dans des simulations des queues d'hydrogrammes en dents de scie, qui témoignent d'un mauvais fonctionnement de l'outil de simulation, et qui peuvent produire des erreurs dans certains résultats (ce type de comportement sera expliqué plus en détail dans la section 8.7).

L'intérêt de l'étude reste cependant entier en particulier pour ses conclusions : les limitations de volume, peu efficaces pour la réduction des débordements, parviennent à réduire les DO ; au contraire les limitations de débit, plus efficaces (mais pas complètement satisfaisantes) dans la réduction des débordements, peuvent *aggraver* les volumes déversés en Seine (figure 6.6) :

« Les calculs effectués ont montré la possibilité d'obtenir l'effet inverse de celui escompté, dans le cas d'application systématique et indifférenciée de techniques de stockage-restitution. » (SAFEGE (2007))

Ce résultat est très important : il montre que, même dans des cas pratiques et concrets d'assainissement à l'échelle d'une ville, dès qu'on s'intéresse aux débits intermédiaires (et donc aux conséquences « environnementales » de l'urbanisation, chapitre 1) on peut observer les phénomènes de superposition qui ont été signalés au niveau théorique, et les risques d'aggravation conséquents (chapitre 4).

Le zonage qui est proposé en conclusion de l'étude (figure 6.7) prévoit quatre zones ayant des hauteurs d'eau à infiltrer différentes : 4 mm, 8 mm, 12 mm et 16 mm pour, respectivement, les zones rouge, orange, jaune et verte. Les zones rayées sont celles qui se trouvent à l'amont de quatre des six points de débordement connus : dans ces zones, en plus de la contrainte de volume, s'applique une limitation de débit à $10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. Pour les deux autres points de débordement des solutions « classiques » (canalisations surdimensionnées, etc.) sont envisagées.

En conclusion, la démarche suivie par la ville de Paris montre bien une interaction positive entre une approche politique du CS, avec les élus qui invitent les services techniques à étudier la faisabilité d'une telle stratégie, en fixant ses objectifs, et une approche technique, qui se charge de trouver la réglementation la plus adaptée aux conditions locales. En revanche on remarque, dans la démarche technique, un biais

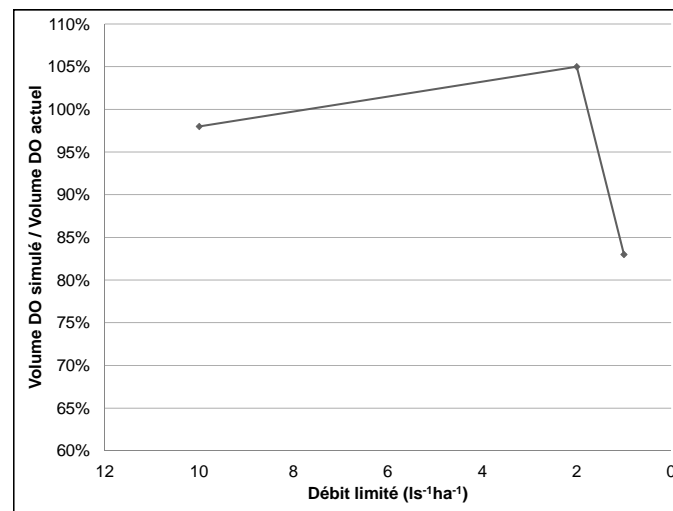


FIGURE 6.6.: Variation du volume des déversements d'orages pour la pluie « Scénario C » pour différentes limitations de débit. Source des données : SAFEGE (2007).

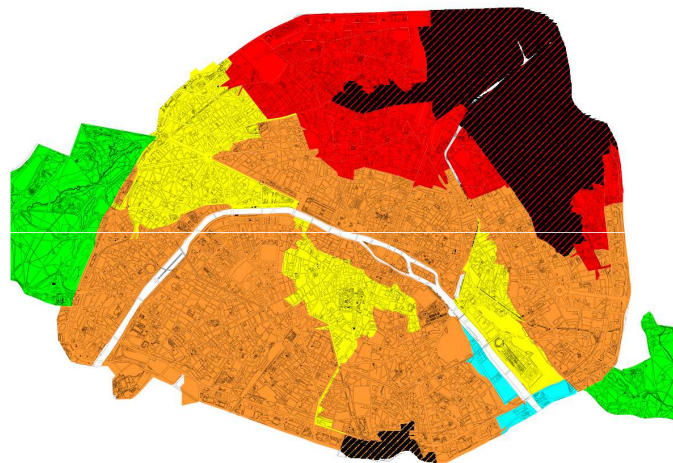


FIGURE 6.7.: Zonage pluvial de Paris proposé par l'étude SAFEGE (2007). Source : Mairie de Paris.

important : le choix des valeurs pour la contrainte de volume dépend fortement de la pluie de projet utilisée pour estimer les déversements d'orage (les hauteurs d'eau préconisées correspondent à 25%, 50%, 75% et 100% de la pluie de 16 mm). On peut interpréter ce fait par la persistance de référentiels techniques classiques : bien que dans cette étude, novatrice par plusieurs aspects, ces référentiels soient largement abandonnés (mais la pluie décennale reste un point fixe), ils sont remplacés par d'autres référentiels — ici, le scénario C du SIAAP — non moins rigides et appliqués sans questionnement.

6.6. Le SDAGE Seine-Normandie

Les Schémas Directeurs d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE) sont les documents de planification à l'échelle des districts hydrographiques (section 3.1). Ils ont pour but de fixer « pour chaque bassin ou groupement de bassins les orientations fondamentales d'une gestion équilibrée de la ressource en eau » (Loi sur l'Eau n. 92-3 du 3 janvier 1992, art. 3). Les Agences de l'Eau sont à l'origine de ces documents qui doivent être approuvés par les comités de bassin, composés d'élus, de représentants socio-professionnels, associatifs et des services de l'Etat. Dans ce cadre, le SDAGE Seine-Normandie actuel (2010-2015) contient plusieurs préconisations concernant les eaux pluviales urbaines, et notamment une réglementation de rejet à $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ (SDAGE Seine-Normandie 2010-2015, 2009).

La présence d'une telle réglementation n'est pas une spécificité du SDAGE Seine-Normandie. Elle est prévue aussi, au titre de la gestion des pollutions ou de la prévention des inondations (Gérolin, 2008), par les SDAGE Loire-Bretagne (SDAGE Loire-Bretagne 2010-2015, 2009, Disposition 3D) et Rhin-Meuse (SDAGE Rhin-Meuse 2010-2015, 2009, Tome 4, Orientation T5A - O3). Nous avons décidé d'inclure dans notre analyse un de ces instruments afin de rendre compte des différentes rationalités qui entrent en jeu dans l'élaboration d'une réglementation à grande échelle, en opposition aux autres cas que nous avons considérés jusqu'ici.

Le SDAGE 2010-2015 prescrit, dans sa disposition 145 (*Maîtriser l'imperméabilisation et les débits de fuite en zones urbaines pour limiter le risque d'inondation à l'aval*) la création de zonages pluviaux dans les zones urbaines. Alors que ces outils sont déjà obligatoires pour les communes (art. 2224-10 du Code Général des Collectivités Territoriales), le SDAGE y ajoute deux éléments importants. Le premier est la référence explicite aux limitations de débit ; le deuxième est une *valeur par défaut* :

« Ces zonages et leur règlement peuvent notamment définir les critères relatifs [...] au débit de fuite maximum. Des études doivent permettre d'évaluer le débit acceptable à l'aval ainsi que l'événement pluvieux à utiliser pour dimensionner les ouvrages de gestion des eaux pluviales. Le

débit de fuite spécifique est déterminé en fonction du fonctionnement hydrologique et hydraulique sur le site et à l'aval du point de rejet, et en fonction des risques d'inondation à l'aval. A défaut d'études ou de doctrines locales déterminant ce débit spécifique, il sera limité à $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ pour une pluie de retour 10 ans. [...] » (SDAGE Seine-Normandie 2010-2015 (2009), Défi 8, Disposition 145)

Nous avons déjà souligné la nécessité d'aborder la gestion des eaux pluviales à l'échelle locale, en fonction des spécificités des territoires et de leur histoire urbaine (occupation des sols, systèmes d'assainissement, etc.). Le SDAGE reconnaît cette nécessité dans la mesure où il incite à la réalisation d'études ou au développement de doctrines locales mais, en même temps, il impose une valeur de référence de $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ pour une pluie décennale. L'interprétation de cette disposition que nous avons pu obtenir est que :

« derrière l'affichage de ce chiffre était avant tout une volonté de faire changer les choses. C'est-à-dire que le 0, le 1, le 2 ou... non, il fallait que ça soit assez bas... n'était pas important en soi. Je pense que l'important dans la rédaction actuelle, qui a été réajustée petit à petit, c'est effectivement que [...] tout cela doit être étudié au niveau local. C'est-à-dire qu'il faut prendre en compte la dynamique hydrologique des bassins versants sur lesquels on est. C'est-à-dire que le sens de la valeur unique... enfin, la valeur unique n'a pas de sens : elle n'a de sens que quand on la voit comme une valeur très basse qui incite, de par les contraintes qu'elle impose, à étudier ce qu'on peut faire d'autre d'intelligent. » (*Aires, 2010*)

Cette vision, qui témoigne d'une approche politique du CS et non technique, semble être en cohérence avec la portée très large du SDAGE : la gestion des eaux pluviales urbaines étant une problématique locale, elle doit être abordée par des solutions locales ; le rôle de l'instrument réglementaire de grande échelle est seulement d'encourager et de supporter la diffusion de bonnes pratiques. Il y a là un principe de subsidiarité bien compris de la part de l'Agence et du comité de bassin. D'ailleurs, dans les autres actions — plus locales — concernant le CS, et notamment dans l'attribution des aides économiques aux projets, l'AESN applique des critères techniques stricts et plus directement liés à son domaine d'intervention principal, qui est la gestion de la qualité des eaux. Par exemple, les subventions pour la construction de TA sont subordonnées à la réduction des volumes de ruissellement (*Aires, 2010*).

Du point de vue de notre analyse, même s'il s'agit d'une valeur « par défaut », le choix d'imposer une limitation de débit unique et stricte sur l'ensemble des zones urbaines du territoire du SDAGE, soulève une question : que va-t-il se passer si la limitation devait être appliquée telle quelle ? Ou, en d'autres termes : qu'est ce que cette limitation sous entend du point de vue technique ?

En premier lieu, fixer une telle contrainte « par défaut » signifie que l'application d'une limitation *unique*, même si elle n'est pas optimale, est tout-de-même souhaitable. En effet, « l'ordre de préférence » entre les alternatives tel qu'il est codifié par le SDAGE est le suivant :

1. au premier rang, un ensemble de doctrines locales couvrant l'ensemble du territoire ;
2. au deuxième le $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ appliqué partout ;

et les deux alternatives sont préférables à la situation actuelle, où chaque collectivité est libre d'adopter ou pas une réglementation. En deuxième lieu, le fait que la contrainte soit *stricte* traduit l'hypothèse (que nous avons déjà vue à plusieurs reprises) que des TA surdimensionnées, avec des débits de fuite inutilement petits, soient toujours bénéfiques : plus faible est le débit réglementaire, plus grands sont les bénéfices. En troisième lieu, et en conséquence, le seul inconvénient d'un débit réglementaire très strict est le coût de réalisation pour l'aménageur (public ou privé), ce qui constitue le levier pour solliciter la réflexion locale.

Nous avons déjà vu à propos de la ville de Paris que, au moins dans certains cas, les limitations de débit peuvent être néfastes du point de vue de l'effet sur le milieu récepteur, et nous reviendrons plus largement sur ce point dans la partie III. Le fait qu'une limitation de débit mal adaptée au contexte local puisse aggraver la situation par rapport à l'absence de TA met en discussion la pertinence d'une réglementation de débit par défaut.

A propos de l'efficacité de cette limite par défaut en tant que « incitation à réfléchir », nous pouvons remarquer, en faisant référence au tableau 3.1 et à la figure 3.6, que cette limite, même si faible, est du même ordre de grandeur que celle des autres réglementations répandues dans la région pluviométrique 1. L'effet d'incitation pour une collectivité — dont la seule motivation serait d'augmenter la valeur de débit réglementaire par rapport à la valeur par défaut — ne semble vraisemblablement pas très important face aux investissements nécessaires pour la réalisation d'une étude locale.

En outre, une telle valeur inscrite dans le SDAGE pourrait facilement, malgré les intentions initiales, assumer un rôle normatif : nous avons vu, par exemple avec la pluie décennale, combien ce type de références — des valeurs explicitement qualifiées d'exemples mais qui apparaissent dans des instruments contraignants — peuvent s'ancrer dans les pratiques. A ce propos, le responsable de l'Unité Police de l'Eau du Service de Navigation de la Seine (SNS)¹⁶ nous a expliqué que,

« jusque là on prescrivait à tous les maîtres d'ouvrage de respecter un débit de $21 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. Ce débit était issu il me semble de calculs réalisés par le CERTU en se basant sur une surface non anthropisée où on estimerait un

16. Responsable, entre autre, de l'instruction des dossiers « Loi sur l'Eau » pour les aménagements situés dans le lit majeur de la Seine, de l'Yonne, de la Marne, de l'Aisne et de l'Oise.

écoulement naturel de l'eau. [...] Donc on avait adopté ce principe que l'on prescrivait à tous les maîtres d'ouvrage [...] le nouveau SDAGE 2010-2015 écrit précisément que le débit de rejet en milieu doit être $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, sauf justification d'un débit plus important. Donc logiquement nous, en tant que service police de l'eau, on doit prescrire un débit de $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. »
(Bangoula, 2010)

Même si, dans la pratique, le SNS peut négocier avec les Départements ou les communes des limites spécifiques (par exemple avec les Hauts-de-Seine), on voit bien l'attitude des services à rechercher et appliquer une norme de référence.

D'ailleurs, le fait que la limitation de débit du SDAGE soit une incitation à réfléchir est implicite, au point qu'elle n'était pas comprise même par les participants aux débats sur ce point : Anne Guillon, de la Direction de l'Eau des Hauts-de-Seine (section 6.2), est très critique envers le choix de cette valeur spécifique qu'elle considère trop stricte :

« nous avons préféré une valeur de $2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ parce qu'elle permet de vidanger en 24 heures. Si on a deux pluies consécutives en moins de 24 heures on peut avoir quand même des problèmes, mais nous avons considéré que c'était le maximum. Et ce qui nous navre c'est que le SDAGE a donné comme préconisations $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. [...] le problème c'est pour les communes qui ne vont pas faire des études et qui vont transcrire dans leur PLU $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ [...] » (Guillon, 2009)

S'il avait été clair — dans le texte du SDAGE — que cette contrainte ne devait jouer qu'un rôle temporaire, partiel et incitatif, la discussion aurait probablement été centrée sur d'autres aspects. Les réactions du SNS et de la Direction de l'eau des Hauts-de-Seine sont des exemples qui montrent à quel point, même si le discours sur le CS présent dans le SDAGE est plus large que la seule valeur de $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, la contrainte chiffrée est celle qui est retenue au final en priorité.

Chapitre 7.

Analyse et interprétation des résultats

« Les techniques alternatives s'apparentent à une « boîte à outils » qui répondent à des principes de bon sens. »

— La plaquette « assainissement pluvial » d'un bureau d'étude

« La gestion des eaux pluviales est de la responsabilité de tous. [...] les solutions techniques sont plutôt simples et de bon sens [...]. »

— La page web « gestion de l'eau » d'une collectivité

Ce chapitre analyse le processus d'élaboration des réglementations de rejet, à partir des données collectées sur chacun des terrains présentés dans le chapitre précédent. Le propos est d'explicitier les logiques qui sous-tendent la traduction du contrôle à la source (CS), en tant que stratégie générale de gestion des eaux pluviales, dans les politiques au niveau des territoires, et dans les instruments réglementaires en particulier. Pour cette analyse nous allons utiliser la distinction entre approche technique et politique du CS.

Nous avons choisi cette distinction, quelque peu schématique, d'une part parce qu'elle offre une grille d'analyse d'utilisation aisée, d'autre part pour sa capacité à bien représenter la différence de vision du CS propre aux principaux acteurs de la production de normes sur l'assainissement dans les collectivités : les élus et les services techniques. Si cette partition n'est pas toujours nette au niveau des individus — un élu peut avoir une vision technique, aussi bien qu'un technicien peut avoir une vision politique sur le CS (Rioust, 2012) —, elle est bien repérable en phase d'analyse : dans les récits du chapitre précédent, il est toujours aisé de distinguer entre une rationalité politique, qui essaye de relier l'action publique à des principes tels que l'équité, le développement durable, la protection des biens et des personnes, et la rationalité technique, qui essaye

de relier l'action à un raisonnement et à des objectifs le plus possible quantifiables (réduction des déversements d'orage et/ou des inondations pour une pluie donnée, etc.). Les outils généralement mobilisés par les deux approches se distinguent aussi clairement : l'approche technique se construit par un usage intensif des données et des modèles ; l'approche politique s'élabore au cours de négociations avec des acteurs sociaux et politiques. Si dans la réalité les deux approches se superposent plus ou moins, il est cependant possible d'un point de vue analytique de les identifier dans chaque cas.

Nous allons organiser notre analyse autour de cette distinction, en traitant en premier lieu l'approche technique et ensuite l'approche politique (sections 7.1 et 7.2). L'analyse de la contribution de ces approches aux réglementations nous permettra de mettre en évidence un certain nombre de simplifications, ou « raccourcis » dans les raisonnements, que nous confronterons, en particulier pour l'approche technique, avec la rationalité hydrologique dans la partie III. Dans la section 7.3, sur la base de l'analyse des approches, nous allons aussi proposer des hypothèses interprétatives des phénomènes observés, qui constituent des perspectives d'approfondissement de notre analyse de la mise en œuvre du CS.

7.1. L'approche technique

7.1.1. De la méthode rationnelle au CS : la simplification du problème hydrologique

Dans quatre des études de cas présentées dans le chapitre 6, nous avons pu reconstruire et présenter la démarche qui a permis de déterminer la (ou les) valeur(s) de la contrainte réglementaire. Il s'agit de la Seine-Saint-Denis, des Hauts-de-Seine, du SIVOA et de Paris. Dans tous ces cas, des simplifications importantes du raisonnement hydrologique interviennent à un point ou à un autre de la démarche. Dans les Hauts-de-Seine, l'étude présentée par Vuathier et al. (2004) utilise des concepts flous tels que la saturation moyenne des collecteurs comme indicateur des débordements (Hauts-de-Seine). A Paris, aucune question n'est posée sur les effets d'une pluie différente de celle définie par le *scénario C*, qui détermine à elle seule la réglementation à appliquer pour réduire les déversements d'orage (nous reviendrons sur ce point dans le paragraphe suivant).

Une simplification très emblématique, que nous allons détailler ici, concerne le passage d'un « débit admissible » à grande échelle à une limitation de débit à la parcelle. L'intérêt de cette simplification est qu'elle concerne sûrement, au delà des deux collectivités de notre échantillon (Seine-Saint-Denis et SIVOA), d'autres collectivités qui appliquent des réglementations de débit, les plus fréquentes en France

(chapitre 3). Par exemple, un ingénieur du SIAVB (Syndicat Intercommunal pour l'Assainissement de la Vallée de la Bièvre) explique, lors d'un entretien réalisé par José-Frédéric Deroubaix (28 janvier 2011), que

« [...] $1.21 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, c'est parce qu'on a un arrêté qui gère la sortie de la Bièvre avant son entrée dans le territoire SIAAP, qui nous dit pas plus de $12 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Sur 100 km^2 , si on fait un ratio, ça fait $1.21 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, c'est pas plus compliqué que ça, ça ne découle pas d'un grand calcul. ».

En Seine-Saint-Denis et dans le SIVOA (règlement de 1992), le choix du débit réglementaire peut être schématisé en trois étapes :

1. détermination d'un débit admissible (Q_{max}) au niveau d'une ou plusieurs sections « critiques » du réseau d'assainissement ou hydrographique ;
2. détermination de la surface (A) du bassin versant à l'amont de chaque section critique identifiée. Pour la Seine-Saint-Denis (et le SIAVB) il s'agit de la surface totale du bassin (A_{tot}), tandis que pour le SIVOA de la surface imperméable (A_{imp}) ;
3. détermination du débit réglementaire q^* par le ratio entre débit admissible et surface du bassin :

$$q^* = \frac{Q_{max}}{A}$$

Ou encore :

$$Q_{max} = q^* \cdot A \quad (7.1)$$

On peut comparer cette équation à la formule rationnelle (Singh, 1988; Chocat et al., 1997) :

$$Q_{max}(T) = C \cdot I(t_c, T) \cdot A \quad (7.2)$$

où, $Q_{max}(T)$ est le débit maximal à l'aval du bassin versant pour une pluie de temps de retour T , C est le coefficient de ruissellement, $I(t_c, T)$ l'intensité moyenne maximale de la pluie pendant une durée égale au temps de concentration t_c du bassin versant, pour une période de retour T , et A la surface du bassin.

La comparaison des équations 7.1 et 7.2 montre que le débit réglementaire q^* regroupe tant le coefficient de ruissellement C que les caractéristiques de la pluie (le trinôme classique intensité, durée, fréquence).

Dans le cas du SIVOA, où la surface imperméable est utilisée pour le calcul, on peut considérer que C est intégré dans A ($A = A_{imp} = C \cdot A_{tot}$), avec l'hypothèse que « Le coefficient de ruissellement « C » sera pris égal au taux d'imperméabilisation » (Ministère de l'Intérieur (1977))¹. Dans le cas de la Seine-Saint-Denis ou du SIAVB,

1. Pour une discussion sur la validité d'une telle hypothèse, et plus en général de l'usage d'une valeur de C constante, on renvoie à l'article « Coefficient de ruissellement » dans Chocat et al. (1997), duquel nous reportons les conclusions : « Ces conditions ne sont approximativement vérifiées que dans les cas [...] de bassins versants urbanisés de petite taille, d'occupation des sols homogène et de surfaces actives peu variables au cours d'une averse, ou d'une averse à l'autre, soumis à des précipitations relativement importantes. Dans les autres cas, l'utilisation de coefficients de ruissellement n'aura que

une simplification ultérieure est qu'on suppose un coefficient de ruissellement $C = 1$. Par rapport à la description de l'imperméabilisation (section 1.2) en tant que TIA (surface imperméabilisée totale) ou EIA (surface imperméabilisée efficace) le choix des collectivités porte soit sur la TIA, qui est plus simple à estimer mais qui constitue un indicateur moins précis du niveau d'urbanisation que l'EIA, soit sur la surface totale, en négligeant complètement le niveau d'urbanisation du bassin versant.

Les descripteurs de l'évènement pluvieux disparaissent aussi du calcul. Cette idée est explicite dans le discours tenu en Seine-Saint-Denis : à partir du moment où on s'intéresse à la capacité du réseau, seuls les apports à ce dernier comptent, et non pas ce qui les a générés (section 6.1.2). Absentes du calcul du débit réglementaire q^* , la période de retour et l'intensité sont, quand même, prises en considération *a posteriori*, dans la définition d'une pluie de projet à utiliser pour le dimensionnement des TA (mais on a vu dans le chapitre 3 que toutes les réglementations ne définissent pas une pluie de projet).

Un autre élément, présent dans la formule rationnelle et absent des discours sur les limitations de débit, est le temps de concentration. Il devrait être l'un des premiers points abordés dans tout raisonnement sur les débordements de réseau : il permet de relier le bassin versant (en première approximation sa taille), au type de pluie (estivale, courte et intense ou hivernale, longue et moins intense) qui est susceptible de produire les débits les plus importants. Utiliser une pluie de durée d unique pour plusieurs bassins versants différents conduit,

- pour un petit bassin versant ($d > t_c$), à sous-estimer le débit de pointe. Les débordements seront donc plus fréquents que prévu ;
- pour un grand bassin versant ($d < t_c$), à surestimer le débit de pointe. Le réseau et les TA seront plus grands et coûteux que nécessaire.

Dans le cas du SIVOA on observe effectivement les conséquences d'un raisonnement incomplet sur les temps de concentration des bassins versants. Le calcul des débits réglementaires a été fait, pendant les années quatre-vingt-dix, par rapport aux crues de l'Orge (t_c de l'ordre de quelques heures, bassin versant principalement agricole). Aujourd'hui, les techniciens du syndicat expliquent que les débordements de réseau dans les zones urbaines ne sont pas forcément résolus grâce aux TA construites suivant cette réglementation, car ces débordements sont générés par des pluies bien plus courtes et intenses que celles considérées initialement.

Une deuxième observation, relative au changement d'échelle, peut être faite à propos de l'équation 7.1. Si l'on considère que le bassin versant est l'union de n parcelles de surface A_i ,

$$Q_{max} = q^* \cdot A \Rightarrow Q_{max} = q^* \cdot \sum_1^n A_i \Rightarrow Q_{max} = \sum_1^n (q^* \cdot A_i) \quad (7.3)$$

peu d'intérêt, car elle s'éloignera de la réalité physique des processus de production et de transfert du ruissellement. »

C'est à dire qu'on suppose implicitement que le débit global du bassin versant (grande échelle) est la somme des débits de chaque parcelle (petite échelle). Or, le débit spécifique d'un bassin versant pour une période de retour donnée diminue avec sa surface : on a montré un exemple de ce phénomène dans la section 3.3.3 (figure 3.7 en particulier) et, sur la base des réflexions du chapitre 5, on sait que cela est dû en partie aux processus de propagation et de superposition des hydrogrammes qui interviennent dans le changement d'échelle. Au delà d'une certaine taille du bassin versant (Roux, 1996, l'estime à quelques centaines d'hectares pour les conditions pluviométriques de la Seine-Saint-Denis), les hétérogénéités spatiales de la pluie contribuent à diminuer significativement l'intensité de pluie moyenne sur la surface du bassin versant et, par conséquent, son débit spécifique. Oublier complètement ces processus et adopter un « raisonnement linéaire » quant au changement d'échelle est une autre simplification majeure du raisonnement hydrologique².

Cette façon de calculer le débit réglementaire met en évidence, à notre avis, une première incohérence entre l'idée de CS et sa traduction dans la réglementation. Le CS fait intervenir l'ensemble du bassin versant et de son comportement hydrologique dans la gestion des eaux pluviales, et repose sur la combinaison — à grande échelle — des effets des TA à petite échelle. La procédure de choix des valeurs de débit de fuite que nous avons observée pour certaines réglementations, mais dont on peut faire l'hypothèse qu'il s'agit d'une pratique répandue, se base sur un raisonnement hydrologique sommaire. Il a été souligné que la formule de Caquot ne faisait pas intervenir explicitement l'intensité de la pluie dans le dimensionnement des réseaux (Andrieu et al., 2010) ; ici, nous avons montré que pour certaines réglementations mises en œuvre, la pluie et le bassin versant ont encore moins de poids.

7.1.2. Le recours à des références externes

Dans la section précédente, nous avons souligné que — dans l'approche technique du CS — le raisonnement hydrologique fait souvent recours à des raccourcis sous la forme d'hypothèses excessivement simplificatrices. Un autre point critique de ce raisonnement, qui émerge très souvent dans les études de cas, est l'utilisation, sans vérification ou validation préalable, de principes provenant de sources externes au raisonnement même. Nous pouvons nommer ces formes de raccourcis du raisonnement des « références externes ». On peut dénombrer quatre types différents de « références externes », en fonction des sources utilisées : on parlera de références « quasi-normatives », injonctives, coutumières et mimétiques.

2. Même si elles étaient considérées approximatives (Chocat et al., 1997, p. 174), l'IT 77/284 proposait des règles — non linéaires — pour la combinaison de bassins versants en série ou en parallèle. Elles préconisait aussi d'utiliser des modèles de simulation pour des bassins versants plus grands que 200 ha, comprenant « un modèle hydraulique qui propage, compose, amortit (cas de retenues) les hydrogrammes de ruissellement dans le réseau collecteur » (Ministère de l'Intérieur (1977)).

Le premier type de références externes, les *références « quasi-normatives »*, consiste à appliquer une contrainte ou un principe auquel est attribué une valeur normative bien qu'il en soit dépourvu. L'exemple plus évident est l'usage quasi-systématique, pas seulement dans les six collectivités de notre échantillon mais dans l'ensemble des réglementations de rejet françaises (section 3.3), de la pluie décennale pour tout raisonnement sur les débordements de réseau, alors que cette période de retour n'a aucune valeur normative. Cela est sans doute la conséquence de la large diffusion de l'IT 77/284, même si elle ne prescrivait pas explicitement cet usage (chapitre 2). L'Instruction Technique, surtout lorsqu'elle fournit des éléments chiffrés et simples à appliquer (abaques, formule de Caquot, méthodes des pluies et des volumes), continue de constituer la référence principale pour des nombreuses collectivités. Un autre exemple de référence « quasi-normative » est l'application, sans adaptation au contexte, du débit limité à $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ du SDAGE par le SNS.

Alors que, dans le premier type de références externes, il est fait recours à des contraintes venant « du haut » mais n'ayant pas de valeur normative, le deuxième type — les *références injonctives* — regroupe les références « venant du haut » qui ont une valeur, si non réglementaire, du moins contractuelle. A Paris, les chiffres prescrits par le zonage pluvial dépendent directement de la pluie de 16 mm du « Scénario C » du SIAAP. Il y a là un exemple de la manière dont une référence externe remplace un raisonnement sur les objectifs : la cible de la réglementation de la ville n'est pas de minimiser les rejets en Seine, ce qui aurait demandé une étude plus approfondie, mais de respecter la contrainte du SIAAP. Une situation analogue est celle du SIAVB, évoquée dans la section précédente, qui remplace l'intégralité du raisonnement technique sur le CS par le débit imposé par le SIAAP. Même si, pour la Seine-Saint-Denis ou les Hauts-de-Seine, nous ne sommes pas entrés dans le détail de la manière dont les communes s'approprient les règlements départementaux, on peut supposer qu'elles utilisent, dans la plupart des cas, les valeurs proposées « par le haut » au lieu de développer un raisonnement autonome.

Un troisième type de raccourci, la *référence coutumière*, se base sur une source qu'on pourrait qualifier de « vieille étude ». Il s'agit de références qui ont, d'après leurs utilisateurs, une origine et une légitimité technique, mais dont les sources sont inconnues. On peut imaginer qu'elles regroupent des études anciennes, mais aussi des résultats de calculs — éventuellement réalisés à l'intérieur des services mêmes — dont on n'a plus les traces, mais qu'on continue à appliquer. Dans les études de cas présentées on peut trouver au moins trois exemples de ces références externes :

- dans les Hauts-de-Seine, deux techniciens nous ont affirmé (indépendamment l'un de l'autre) que la valeur de $2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ avait été choisie parce qu'un débit plus faible aurait empêché la vidange en 24 heures. Il est facile de montrer qu'un débit de $2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ ne permet de vider que $173 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1} \text{ j}^{-1}$, ce qui est très inférieur au volume de la pluie de dimensionnement (décennale) préconisée, soit $430 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1}$. Le temps de vidange, pour ce volume et ce débit est alors de

- 2.5j et non pas de 1j³ ;
- au SIVOA, l'étude Hydratec (1992) qui suggère la limite de 1ls⁻¹ha⁻¹ est un exemple évident de « vieille étude » : aucun des techniciens interviewés n'était en mesure de justifier cette valeur, sinon en faisant référence à une étude « qui avait dû être faite ». Après des longues recherches dans les archives du Syndicat, que nous avons sollicitées par nos questions, la référence originale a pu être retrouvée (Hydratec, 1992) ;
 - le responsable de la Police de l'Eau du SNS nous a expliqué que, avant le SDAGE actuel, ils appliquaient un débit réglementaire de 2ls⁻¹ha⁻¹, sur la base de calculs « réalisés peut-être par le CERTU ». Sur la base de nos recherches, l'origine de la référence à 2ls⁻¹ha⁻¹ sont les études de Jacobsen pour les villes nouvelles (section 2.1.2).

Le quatrième et dernier type de référence externe, la *référence mimétique*, est la reprise à l'identique des réglementations d'une autre collectivité. C'est le cas pour les Hauts-de-Seine (reprise des 2ls⁻¹ha⁻¹ du Syndicat du Ru de Marivel pour l'ensemble du Département) et le règlement de 2003 du SIVOA (reprise du zéro-rejet de la CAD). Or, dans les deux cas, ces reprises sont le résultat d'une rationalité politique qui s'impose sur la rationalité technique, et elles seront discutées dans la partie de ce chapitre consacrée à l'approche politique du CS. Ce qui nous intéresse ici est qu'il n'y a pas d'objection technique forte à cette imitation, même si elle est en contraste avec l'idée de réglementations de CS locales, adaptées au territoire.

7.1.3. Le « succès » des réglementations de débit entre imitation et simplification

Dans l'analyse du recensement des réglementations (chapitre 3), nous avons fait le constat que les réglementations de débit sont, en France, quasiment la norme. Nous avons fait l'hypothèse que cela était dû à une imitation des premières réglementations, mises en œuvre par des collectivités pionnières. Dans le chapitre 4, pour expliquer le manque d'études sur les effets de ces réglementations à l'échelle du bassin versant, nous avons formulé une nouvelle hypothèse : que les réglementations de débit permettaient une estimation des débits très simple à cette échelle, si elles étaient appliquées et

3. D'ailleurs, nous nous sommes posés la question de pourquoi, dans les Hauts-de-Seine et dans d'autres collectivités (e.g. DDE Seine-Maritime, 2007) on insiste sur la vidange en 24 heures. Il s'agit, probablement, de la limite imposée par l'art. 5 de l'*arrêté du 22 juin 2007 relatif à la collecte, au transport et au traitement des eaux usées des agglomérations d'assainissement ainsi qu'à la surveillance de leur fonctionnement et de leur efficacité, et aux dispositifs d'assainissement non collectif recevant une charge brute de pollution organique supérieure à 1,2 kg/j de DBO5*, qui concerne les bassins d'orage des réseaux de collecte. Cette norme est donc applicable à des bassins qui, d'une part, peuvent recevoir des eaux usées, ce qui peut poser des problèmes sanitaires en cas de stagnation ; d'autre part, ils peuvent être vidangés par des ouvrages de régulation complexes et/ou télé-contrôlés. L'extension aux TA, qui reçoivent exclusivement des eaux pluviales, et dont la vidange est faite par des ouvrages fixes, peut être considérée un exemple ultérieur de référence quasi-normative.

respectées sur l'ensemble du bassin. Ici, en analysant l'approche technique du CS, nous pouvons interpréter le « monopole » des limitations de débit comme un résultat d'ensemble du recours aux références externes et de la (sur)simplification du raisonnement hydrologique.

Les réglementations de débit en tant que référence externe...

La spécification d'un débit réglementaire est, historiquement, la première forme de dimensionnement adoptée, d'abord pour les grands bassins des villes nouvelles (Jacobsen, 1973), puis pour les TA. Les méthodes des pluies et des volumes, ainsi que les abaques proposés par l'IT 77/284 se basaient sur la spécification d'un débit de fuite. Il paraît logique que les premières collectivités à avoir mis en place des réglementations de rejet (Bordeaux en 1982, la Seine-Saint-Denis quelques années plus tard, etc.) aient choisi cette option dérivée directement des pratiques de dimensionnement des bassins.

Aujourd'hui, par contre, le fait que la seule contrainte chiffrée (avec très peu d'exceptions) soit le débit, est bien plus problématique. Presque toutes les collectivités étudiées affichent le problème de la qualité du milieu récepteur comme un point clé de l'assainissement, et elles savent que par la réduction des volumes de ruissellement elles peuvent améliorer cette qualité (réduction des flux de polluants par les DO, par les rejets pluviaux directs, etc.). Cette préoccupation est explicite dans les raisonnements de la Seine-Saint-Denis mais existe également, de façon implicite, dans les préconisations d'infiltrer de plus en plus fréquentes dans les réglementations (chapitre 3). Même le SDAGE, dans lequel la qualité du milieu a une place centrale, et qui encourage l'infiltration des eaux pluviales urbaines, se limite à proposer un zonage pluvial où sont définis des débits de fuite maximum, sans discussion de cette forme de réglementation.

L'adoption *a priori* des réglementations de débit peut donc être interprétée comme un recours à des références externes : le fait que, pendant presque trente ans, cette forme de réglementation ait été la seule adoptée, renforce l'idée qu'elle soit la seule possible, et que l'infiltration ne puisse être chiffrée.

... et la simplification du raisonnement hydrologique

Comme nous l'avons déjà remarqué, les réglementations de débit permettent une grande simplification du raisonnement hydrologique : si on suppose que toutes les surfaces d'un bassin versant sont drainées par des TA correctement dimensionnées en suivant la limite de débit prescrite, il devient banal d'avoir une estimation majorée du débit de pointe à l'échelle du bassin. C'est le raisonnement de l'équation 7.3, et c'est lui⁴ qui permet des simplifications dans les calculs comme « l'élimination » du bassin versant et de la pluie. Une réglementation de débit naturel (section 4.1.1), par

4. Et ses hypothèses :

contraste, oblige à prendre en compte la variabilité des parcelles et, si on veut faire une estimation à grande échelle il faut, au moins, faire rentrer dans les calculs les caractéristiques des sols, les pentes, etc.⁵.

7.1.4. La « vision incrémentale » dans l'approche technique

Nous avons identifié deux types de raccourcis majeurs dans l'approche technique du CS (simplification du problème hydrologique, recours à des références externes), qui nous ont permis d'expliquer le monopole des réglementations de débit. Tout en restant dans une analyse des raccourcis du raisonnement hydrologique, nous allons mettre en lumière un élément qui caractérise la logique de l'approche technique. Il s'agit d'un principe très généralisé dans l'élaboration des réglementations, que nous pouvons appeler « vision incrémentale » du CS : plus le nombre de TA est élevé, et plus ces TA sont « performantes », c'est à dire retenant le maximum d'eau, plus le CS va être efficace. En termes de réglementations de débit, cela peut se traduire par : *plus la limitation de débit est stricte, plus le CS va être efficace*. Dans l'approche technique du CS, on identifie cette approximation lorsque, à un point du raisonnement, on énonce — directement ou indirectement — qu'une réglementation plus stricte est meilleure qu'une réglementation plus « laxiste ».

La « vision incrémentale » est liée à plusieurs des points que nous avons mis en évidence jusqu'ici dans l'approche technique. Elle est une conséquence logique du « raisonnement linéaire » à propos du changement d'échelle : si l'effet du CS sur le bassin versant n'est que la somme des effets des TA prises individuellement, des TA ayant des effets plus importants ne peuvent produire qu'un effet global plus important. Mais la vision incrémentale est une conséquence aussi de la simplification introduite par les réglementations de débit : si on veut baisser les débits générés par le bassin versant, il suffit de réduire le débit réglementaire. D'ailleurs, la vision incrémentale en elle-même permet de faciliter fortement le choix d'une valeur réglementaire : on donne pour acquis que la meilleure réglementation possible est celle qui prévoit le plus petit débit possible.

-
- *tout le bassin* est urbanisé et contrôlé, i.e. aucune surface n'« échappe » à la limitation de débit ;
 - le débit sortant des TA ne dépasse *jamais* le débit réglementaire, i.e. les ouvrages sont correctement dimensionnés et bien entretenus ;
 - la pluie n'excède pas celle de dimensionnement.

5. D'ailleurs, il ne faut pas penser que l'utilisation d'une forme de réglementation différente soit en soi une garantie d'un raisonnement hydrologique moins simplifié. Si, par exemple, on analyse les critiques aux réglementations de débit naturel (e.g. Faulkner, 1999; Emerson et al., 2005) on voit qu'elles ont conduit à ne pas se poser du tout la question du débit global du bassin versant. Et cela sur la base d'un raisonnement non moins linéaire que celui que nous avons présenté pour les limitations de débit : « si chaque parcelle continue à émettre son débit naturel, le bassin versant aussi continuera à émettre son débit naturel » (voir aussi Petrucci et al., 2012b).

Il est important de montrer la grande diffusion de ce principe dans les réglementations de rejet, non seulement dans les six cas que nous avons analysés dans le détail, mais aussi dans d'autres que nous avons observés lors du recensement du chapitre 3 :

- dans les Hauts-de-Seine, la décision de prendre un débit unique, plus faible, semble s'être imposée facilement par rapport à l'adoption de débits réglementaires calculés à l'aide de modèles, différents d'un point à l'autre du territoire. En outre, les subventions qui sont données aux communes pour l'assainissement augmentent si la commune adopte une réglementation plus contraignante. De la même façon, plusieurs normes à l'échelle régionale (section 3.1.2) imposent des limites maximales : on laisse aux réglementations locales la liberté de choisir une valeur inférieure à la valeur régionale, mais pas supérieure. C'est le cas, par exemple, de la Seine-Maritime (DDE Seine-Maritime, 2007) ;
- dans l'élaboration de l'ancien règlement d'assainissement du SIVOA, face au choix entre $1\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ et $2\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$, la valeur la plus stricte est considérée la plus sûre. Un raisonnement similaire, basé sur la notion de coefficient de sécurité, est celui de la Seine-Saint-Denis, dans lequel la surface utilisée pour le calcul des débits réglementaires est une surface surdimensionnée (la surface totale) pour calculer les débits réglementaires. Il est implicite qu'une approximation vers le bas des débits réglementaires ne peut être que bénéfique ;
- à propos du SDAGE Seine-Normandie, il est supposé que la limite à $1\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ est forcément positive *parce que stricte*. On peut supposer qu'un raisonnement analogue a été tenu pour d'autres SDAGE ou, par exemple, pour le Schéma Directeur d'Ile-de-France (SDRIF, Région Ile-de-France, 2008), qui prescrit $2\text{ l s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$.

7.1.5. L'approche technique : bilan de l'analyse

L'approche technique, dans sa complexité et dans sa variabilité locale, ne repose pas uniquement sur les deux mécanismes que nous avons observés (simplification du problème hydrologique et recours aux références externes). Cependant, ceux-ci permettent d'expliquer certaines tendances dans le développement actuel des réglementations (e.g. le monopole des réglementations de débit), et ne semblent donc pas être des phénomènes limités à nos études de cas, mais avoir une portée plus générale. Ces deux mécanismes, qui constituent des raccourcis significatifs du raisonnement hydrologique, sont à l'origine d'un décalage important entre l'approche technique et l'approche scientifique du CS. Le fait de disposer de modèles et d'autres moyens de travail avancés ne semble pas toujours empêcher ce décalage : la réflexion hydrologique au sein des services techniques n'est pas aussi approfondie qu'elle le devrait. Développer une politique cohérente de CS semble être une tâche trop complexe et coûteuse pour être traitée localement et indépendamment par les collectivités, et pour s'accorder avec la temporalité de l'action publique, qui demande de réagir dans des délais relativement

courts à l'émergence de nouveaux besoins.

Dans le cadre des raisonnements techniques que nous avons reconstitués, la vision incrémentale apparaît comme un principe qui résume les raccourcis suivis par de nombreuses collectivités dans le choix des réglementations de rejet. En offrant un critère de choix pré-constitué (« plus strict = plus efficace »), elle peut être lue comme un refus de prendre en considération le problème de l'effet d'ensemble des TA. Nous verrons dans la prochaine section que cette approximation trouve un certain écho dans l'approche politique, ce qui en fait un élément clé de la façon dont le CS est conçu et appliqué aujourd'hui en France⁶.

7.2. L'approche politique

Ainsi que nous l'expliquons dans l'introduction de cette partie nous avons identifié, parmi les démarches des collectivités, des logiques qui ne pouvaient être directement confrontées à un point de vue hydrologique, et nous les avons regroupées dans ce que nous avons appelé l'approche politique. Ces logiques sont celles qui, dans le processus d'élaboration des réglementations, conduisent au choix des objectifs qui seront attribués, localement, au CS. Cette définition des objectifs d'une stratégie, au niveau d'un territoire, est une fonction éminemment politique qu'il convient d'analyser.

Dans la perspective de notre recherche son analyse est nécessaire pour comprendre les raisons pour lesquelles les collectivités mettent en place le CS. Par conséquent nous allons expliciter l'ensemble des objectifs attribués au CS dans les six terrains d'étude et, le cas échéant, dans d'autres collectivités françaises. Une fois les objectifs explicités, nous pourrions en discuter la cohérence, d'une part avec les réglementations en place, et d'autre part avec les référentiels de l'approche scientifique (chapitre 1).

7.2.1. Les objectifs des politiques de CS

Dans nos études de cas, quatre objectifs principaux sont attribués au développement du CS, avec des poids différents suivant la collectivité :

La réduction des inondations Objectif primordial de l'assainissement pluvial, cet objectif continue à être très présent aujourd'hui pour le CS. Il est à l'origine des réglementations de la Seine-Saint-Denis, du SIVOA, de la CAD ; des Hauts-de-Seine dans une moindre mesure. Dans le SDAGE Seine-Normandie, même si lors des entretiens nous avons eu des interprétations différentes (voir plus

6. On peut signaler, cependant, des indices d'une vision incrémentale même dans des réglementations adoptés dans d'autres pays, comme certaines citées par Balascio et Lucas (2009) aux Etats-Unis.

loin l'objectif *pédagogie*), la prescription d'un débit réglementaire fait partie du chapitre consacré au risque d'inondation.

Si on observe les trois cas pour lesquels cet objectif est la principale motivation au développement du CS, on observe deux discours différents : en Seine-Saint-Denis, le CS est présenté comme une stratégie sur le long terme, visant à ne pas rendre inutiles les efforts actuels (orientés réseau) et futurs pour résoudre les problèmes d'inondations ; pour le SIVOA et la CAD, dans les récits que nous avons reconstruits, il apparaît que l'impulsion politique à mettre en place des réglementations de rejet est une conséquence d'inondations catastrophiques précises. Il ne s'agit pas d'une planification de l'assainissement de large envergure, mais d'une réponse à une crise. Cela est particulièrement évident aussi dans le cas de Bordeaux, où seulement 16 jours se passent entre l'inondation et l'adoption d'une réglementation de rejet (section 2.1.3 et Bourgogne (2010)).

Le développement durable Nous avons évoqué le rapport entre TA et développement durable dans la section 2.3, où nous avons remarqué que ce dernier, d'une part a contribué à une diffusion plus rapide des TA, mais d'autre part a biaisé la réflexion sur celles-ci en les présentant comme toujours « vertueuses ».

A la lumière des études de cas que nous avons analysées, nous pouvons développer cette considération. En premier lieu, la durabilité des TA est un argument qui est propre au discours politique : il est évoqué (i) en Seine-Saint-Denis au niveau de la communication sur l'intégration urbaine des TA, à la marge, donc, du discours strictement technique sur les réglementations ; (ii) dans les Hauts-de-Seine comme justification des réglementations, mais sans être traduit dans l'analyse hydrologique ; (iii) dans le discours de la CAD, où il est explicitement mis au premier plan par rapport à toute considération technique. En deuxième lieu, il joue un double rôle, de « boîte noire » qui regroupe tout ce qui est difficilement quantifiable (et positivement connoté : amélioration de la qualité de l'eau, effets sur le milieu récepteur, effets sociaux de l'eau « redécouverte », *naturalisation* de la ville), et d'instrument de communication. En tant qu'argument du discours politique, le développement durable devient un objectif du CS, tandis qu'en tant qu'instrument de communication il devient une méthode de légitimation, qui permet aux élus d'afficher un comportement vertueux du point de vue environnemental⁷.

La réduction des coûts (ou la *durabilité économique*). La fin du tout-au-réseau et les premiers grands bassins de stockage des eaux pluviales en ville découlaient d'une rationalité économique : les surfaces à assainir étaient trop grandes et trop

7. Un exemple de cette fonction du développement durable est celui de l'installation des cuves de récupération des eaux pluviales dans le quartier du Village Parisien à Champigny-sur-Marne (Deroubaix et Petrucci, 2010; Petrucci et al., 2012a, et section 4.2.2). L'objectif initial du projet d'équipement des parcelles privées avec des cuves était la réduction des débordements de réseau. Au fur et à mesure que le Département s'est rendu compte de l'insuffisance du projet pour atteindre cet objectif, il a augmenté le poids donné, au niveau de la communication, aux aspects de participation des citoyens et de gestion durable de la ressource en eau.

lointaines des exutoires naturels pour qu'un assainissement classique soit faisable (section 2.1). Les réglementations de CS découlent de cette logique, et y ajoutent le principe de non-aggravation par les particuliers : la collectivité doit prendre en charge l'assainissement des villes, mais les constructeurs ne doivent pas aggraver la situation et entraîner des coûts supplémentaires pour la collectivité. L'objectif de réduire (ou du moins de ne pas augmenter) les coûts d'assainissement pour les collectivités est un élément de base de toute application du CS. Cependant, c'est uniquement en Seine-Saint-Denis que l'aspect économique est explicitement évoqué lors des entretiens. Dans les autres collectivités ce raisonnement est implicite.

La pédagogie Dans au moins deux cas (la CAD et le SDAGE), on attribue à la réglementation de rejet une vertu pédagogique : la réglementation sert à pousser les acteurs à réfléchir sur la place des eaux pluviales dans les aménagements (CAD) ou dans la planification (SDAGE). Cet objectif est implicite dans les textes réglementaires, qui se bornent à fournir des valeurs très strictes (motivées par la lutte contre les inondations), censées décourager une application de la norme telle quelle, et solliciter des réflexions au cas par cas. Nous avons déjà discuté à plusieurs reprises (sections 3.5 et 6.6) du risque que cet objectif implicite ne soit pas perçu, et que la norme soit appliquée telle quelle. Suite à notre analyse de l'approche technique, et en particulier par rapport au recours généralisé, sans adaptation, à des valeurs de référence venant « du haut » (références « quasi-normatives » et injonctives), ce risque apparaît très fort dans le contexte technique actuel. Pour qu'une réglementation ait véritablement une fonction pédagogique, et qu'elle ne produise pas un effet opposé à celui souhaité (i.e. une absence de réflexion et une allégeance à la norme), elle doit être formulée et appliquée avec beaucoup d'attention.

A coté de ces objectifs, plus ou moins explicites, d'autres éléments, non spécifiques de l'assainissement pluvial mais propres de l'action publique, sont présents dans l'élaboration des réglementations. En particulier, dans la question de l'uniformité spatiale des réglementations, nous voyons dans nos données deux argumentaires opposés : d'une part, l'idée de *proximité* dans l'action publique qui pousse à définir des contraintes le plus possibles locales, et à la limite définies au cas par cas⁸ ; d'autre part, un souci d'*équité* dans les normes qui se traduit par une tentative d'homogénéisation des limites sur de vastes territoires, comme on a pu le voir pour les Hauts-de-Seine ou pour la CAD. Dans nos études de cas, on remarque que le compromis trouvé entre adaptation locale et homogénéisation est dicté par les équilibres entre les approches technique et politique : dans les Hauts-de-Seine et dans la CAD, où les réglementations sont très homogènes, nous avons vu que c'est la rationalité politique qui va prévaloir dans le choix des réglementations. Au contraire, en Seine-Saint-Denis ou à Paris, où les

8. Voir, à propos de cette catégorie politique de proximité, Bourdin (2005). Selon l'auteur, la gestion des risques (dont le risque d'inondation) est l'un des principaux domaines de l'action publique où la proximité a acquis ces dernières années un rôle déterminant.

zonages sont basés sur des considérations techniques argumentées, l'équité n'empêche pas une réglementation non uniforme. Dans les cas où l'approche technique fait défaut (ou peine à s'imposer) le souci d'équité dicte une norme homogène sur le territoire.

La « vision incrémentale » dans l'approche politique

On peut identifier, dans l'approche politique comme dans l'approche technique, une vision incrémentale du CS. La « vision » est la même : plus la réglementation est stricte, plus le CS va être efficace. Dans les Hauts-de-Seine, lorsqu'on décide de contourner les études techniques et d'adopter la logique de l'équité, on nivelle toutes les valeurs de débit de fuite vers des valeurs de la contrainte plus strictes. Dans la CAD, on considère que la meilleure réglementation possible est celle avec le rejet minimal : zéro. Au SIVOA, pour faire face à la crise (inondation de 2001), on décide de baisser la limite de débit de $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ à zéro.

Cependant, si le résultat du raisonnement est le même, les arguments sont différents : alors que dans une rationalité technique, la vision incrémentale était la conséquence d'une extrapolation des effets des TA au niveau du bassin versant, dans l'approche politique elle résulte d'une synthèse des objectifs de l'assainissement qui favorise le recours au CS, et cela avec des contraintes de plus en plus strictes. En effet, l'ensemble des objectifs que nous avons identifiés fait que, du point de vue politique, établir une réglementation de rejet est un geste qui prime : on agit pour réduire le risque d'inondation, on peut afficher un engagement pour le « développement durable » auprès des citoyens et des autres collectivités, éventuellement en soulignant l'aspect social et urbain (participation des acteurs, redécouverte de l'eau en ville), et cela en réduisant les charges de la collectivité pour l'assainissement. Tous ces objectifs poussent le raisonnement dans la direction d'une réglementation stricte : si on souhaite réduire les inondations, un débit réglementaire plus faible sera plus efficace (et en cela la vision incrémentale technique conforte le raisonnement) ; du point de vue du développement durable, une réglementation plus stricte pourra être affichée comme un engagement plus important ; enfin, augmenter l'effort pour l'assainissement demandé aux aménageurs privés peut conduire à une réduction plus importante des dépenses (actuelles ou futures) de la collectivité.

Ce dernier point est le seul qui peut potentiellement constituer une limite à la vision incrémentale. Le CS, en attribuant une partie des charges de la gestion des eaux pluviales aux particuliers, suppose d'augmenter les coûts supportés par ces derniers lorsqu'on impose des contraintes plus strictes. Cette situation peut être à l'origine de conflits de la part des aménageurs privés et publics. C'est cette opposition qui explique, de la part des collectivités, la mise en place de stratégies de légitimation des réglementations de rejet : d'une part la communication sur le développement durable, d'autre part la justification technique des valeurs (d'où la préoccupation des

techniciens du SIVOA de développer un zonage solidement argumenté). Quand cette dernière fait défaut, parce que le raisonnement technique est absent ou faible, comme dans le cas de la CAD, le principal argument mis en avant est alors celui de l'équité : *Herin (2011)* nous a expliqué que, sur le territoire de la CAD, le choix d'une limite égale pour tout le monde « protège » la collectivité des objections ou des plaintes des particuliers.

7.2.2. Limites de l'approche politique du CS

Maintenant que nous avons montré les principaux objectifs qui sont assignés au CS, et que nous avons montré comment, dans certains cas, le raisonnement politique se superpose ou se substitue au raisonnement technique dans l'élaboration des réglementations, nous pouvons discuter du rapport entre les effets souhaités du CS et les résultats qui peuvent être obtenus par les réglementations en place.

On peut commencer par l'objectif pédagogique. Nous avons remarqué, à ce propos, que le choix d'imposer une réglementation stricte de débit en s'appuyant sur les coûts qu'elle engendre pour encourager une réflexion vers une solution moins onéreuse de la part des aménageurs, risque de ne pas produire les effets souhaités. Idéalement, une telle démarche peut être efficace si les moyens mis en place par la collectivité sont suffisants pour accompagner la réflexion des acteurs. L'examen des actes des conférences Novatech ou ICUD montre de nombreux exemples de réflexions approfondies sur la gestion des eaux pluviales dans les nouveaux aménagements, réalisées grâce à l'engagement financier et technique de la collectivité dans l'accompagnement des projets. Or, il est difficile d'envisager un accompagnement pour chaque TA dans une optique d'application systématique et de généralisation du CS. Dans le SIVOA, dont les moyens pour les actions d'accompagnement sont limités, la démarche dérogatoire est plus souvent utilisée que celle « zéro-rejet », demandant une réflexion plus importante de la part de l'aménageur. L'Agence de l'Eau quant à elle peut accompagner les projets pour lesquels elle est sollicitée pour un financement, mais dans les autres cas elle n'a pas de contrôle sur la mise en œuvre des préconisations du SDAGE⁹.

S'il existe le risque qu'une réglementation « pédagogique » soit appliquée sans réflexion de la part des acteurs, il est nécessaire que l'application de la limite dérogatoire (SIVOA) ou « par défaut » (SDAGE) n'ait pas d'effets hydrologiques négatifs. Il est donc important, même pour un objectif pédagogique, qui ne concerne pas directement l'hydrologie mais plutôt le comportement des acteurs, que la mise en place d'une réglementation fasse suite à un raisonnement technique, au moins pour clarifier les risques qu'elle peut générer dans le cas d'une application non suffisamment réfléchie.

9. Contrairement aux collectivités (ou à leurs groupements) l'AESN n'est pas saisie ou consultée lors de l'instruction de permis de construire (section 3.1.2). Le nombre de projet pour lesquelles elle pourrait formuler des recommandations est donc très réduit.

Pour la réduction des inondations — l'objectif, du moins traditionnellement, le « plus technique » des quatre — un raisonnement similaire peut être tenu. Lorsque l'analyse technique manque (et c'est le cas dans le SIVOA ou pour la CAD, où les réglementations constituent la réaction dans l'urgence à une crise ponctuelle) ni l'objectif, ni la solution, ne sont « calés » sur le territoire, et l'efficacité des mesures ne peut être garantie.

Le développement durable quant à lui joue, dans le discours politique sur les réglementations, le rôle de « boîte noire » : cela est très important car ce concept permet de regrouper des finalités de l'assainissement (la préoccupation pour l'état du milieu, pour le « bon fonctionnement » des écosystèmes urbains et environnants, etc.), qui autrement seraient difficilement prises en compte. Cependant, on a vu dans l'usage qui en est fait qu'il reste un concept flou, qui permet d'énoncer des préoccupations mais qui ne permet pas de les décliner dans des objectifs. Il s'agit d'une déclaration de principe qui risque de ne pas avoir de suite pratique dans l'assainissement, ni d'effet sur le territoire.

L'objectif économique pose aussi des questions importantes. En particulier, le problème est qu'on ne dispose pas, aujourd'hui, d'estimations solides des coûts du CS par rapport à une gestion des eaux pluviales par le réseau. Même l'évaluation des coûts des TA prises individuellement est complexe, en raison de la variabilité des prix suivant les conditions de réalisation et les caractéristiques des sites (Baladès et Trincat, 2008; Aires et Cavailles, 2009)¹⁰.

Face à cette incertitude importante sur le coût du CS, nous avons observé deux réponses de la part des collectivités. La première est d'adopter une formulation de l'objectif économique qui ne comprend que la minimisation des coûts supportés par le secteur public (voir, par exemple, l'analyse économique dans l'étude SAFEGE (2007), à la base de la réglementation parisienne). Dans une perspective d'optimisation de la gestion des eaux pluviales, qui ne pourra se développer sans une connaissance des coûts, il serait plus opportun de chercher un compromis entre dépenses totales, publiques et privées, pour essayer de minimiser *l'ensemble* des coûts de l'assainissement.

La deuxième réponse qui est donnée par les collectivités, pour partager les responsabilités de l'assainissement pluvial entre public et privé dans ce cadre d'incertitude, est de faire référence à l'« état naturel ». En général, cette réponse se traduit par l'injonction au privé de ne pas aggraver, par son activité, les conditions de ruissellement préexistantes. Ce choix a plusieurs justifications : en premier lieu, elle fait référence à l'idée de « transparence hydrologique » de la ville (conclusions de la partie I) ; en deuxième lieu, du point de vue juridique, le maintien de l'état naturel est justifié par

10. Aires et Cavailles (2009), à partir d'un échantillon d'une trentaine de TA, et même sans considérer le coût du foncier (très variable avec le site), donnent des estimations du coût spécifique des TA avec des incertitudes allant jusqu'à un facteur 4 : les tranchées, par exemple, ont un coût allant de 326 €/m³ à 1371 €/m³.

le Code Civil¹¹ (section 3.3.3) ; en troisième lieu, comme nous l'avons vu à propos de la Seine-Saint-Denis, le fait que le particulier n'aggrave pas les aléas, alors que le Département se charge de les réduire, est présenté comme un partage efficace des responsabilités de l'assainissement.

Cependant, malgré ces arguments en faveur de l'idée d'« état naturel », son application dans les réglementations doit faire face à plusieurs difficultés. L'analyse de Savary (2010, *non publié*), que nous rapportons dans la section 3.3.3, montre que les valeurs de débit communément fixées par les réglementations ne correspondent pas du tout aux débits naturels à l'échelle des parcelles, et imposent aux particuliers des coûts beaucoup plus importants que ceux justifiés par le Code Civil. Cette remarque renvoie à la question des échelles (chapitre 5) : on souhaite une transparence hydrologique de la ville, mais on ne sait pas comment l'obtenir en partant de l'échelle des parcelles ; par conséquent, on simplifie le raisonnement hydrologique et on transpose directement la contrainte de débit d'une échelle à l'autre. Même l'argument de la non-aggravation du risque pose des problèmes d'application, que nous avons répertoriés dans la section 6.1 : la non-aggravation du risque par le particulier ne prend pas en compte le fait qu'au fur et à mesure de l'urbanisation, il y a non seulement une augmentation de l'aléa (probabilité d'inondations à l'aval), mais aussi de la vulnérabilité (dommages causés par une inondation). Si les débits imposés correspondaient *vraiment* aux débits naturels avant urbanisation (aléa constant), le risque d'inondation serait aggravé par chaque nouvelle construction, en raison des dommages qu'une inondation pourrait produire sur celle-ci (augmentation de la vulnérabilité). Lorsqu'on urbanise un territoire, limiter le risque d'inondation face à une vulnérabilité augmentée, ne signifie pas maintenir l'état naturel, mais l'améliorer en réduisant l'aléa. Ces difficultés montrent comment, même pour l'application d'un concept idéalement simple comme le respect de l'« état naturel », on ne peut se passer d'un raisonnement hydrologique et technique approfondi.

7.2.3. Un court-circuit dans le processus de traduction

En conclusion de l'analyse des approches technique et politique il est intéressant d'observer, à la lumière des observations faites, la façon dont ces approches (ainsi que celle scientifique) s'enchaînent dans l'élaboration d'une réglementation de rejet.

Idéalement l'approche scientifique, qui se caractérise par un point de vue indépendant des spécificités territoriales, devrait jouer le rôle d'élaboration de la stratégie dans des termes globaux, et alimenter ainsi l'approche politique. Cette dernière a pour fonction de définir les objectifs du CS dans un contexte spécifique local, et de l'intégrer aux autres politiques urbaines. Ces objectifs et orientations sont traduits au niveau technique qui, lui aussi lié au territoire, puise dans l'approche scientifique les

11. « Les fonds inférieurs sont assujettis envers ceux qui sont plus élevés à recevoir les eaux qui en découlent naturellement sans que la main de l'homme y ait contribué. » (Code Civil, art. 640)

outils et les méthodes appropriés. C'est grâce à cet enchaînement que les instruments réglementaires locaux devraient être élaborés¹².

Dans le cas réel, tel qu'il ressort de nos données, l'élaboration d'une réglementation ne suit que partiellement cet enchaînement idéal entre les approches. Dans la section 7.1.5 nous avons remarqué un décalage important entre l'approche technique du CS, qui aborde le choix des réglementations de rejet toujours dans une optique d'optimisation des réseaux, et l'approche scientifique, qui est sous-tendue par une vision intégrée du cycle urbain de l'eau. Par rapport à l'approche technique, l'approche politique apparaît beaucoup plus proche de cette vision. En effet, les objectifs et les catégories propres à l'approche politique recoupent certains éléments de l'approche scientifique : par exemple, la valorisation de l'idée de proximité pousse le raisonnement vers des solutions locales et vers l'adaptation de la gestion de l'eau aux territoires ; le concept de développement durable est en accord avec les idées de complexité et de vision holistique de la ville, du cycle de l'eau et de l'environnement. Toutefois l'approche politique doit aussi se baser sur le raisonnement technique pour parvenir à un choix d'instruments réglementaires cohérents avec les résultats attendus.

Le décalage de l'approche technique par rapport à l'approche scientifique amène à un affaiblissement de la relation entre ces deux approches, pourtant idéalement articulées, et à l'accroissement d'un « retard technique ». En même temps que ce retard technique se développe, les demandes qui sont faites à l'assainissement (i.e. les objectifs fixés par le politique) augmentent. Il n'est pas étonnant, alors, que face à un raisonnement technique incapable de répondre aux nouvelles nécessités de l'assainissement, au moins dans certaines collectivités, l'approche politique prenne le relais. C'était le cas à Douai dans les années quatre-vingt-dix, où les services n'arrivaient pas à faire face aux inondations avec les systèmes traditionnels et, plus récemment, dans les Hauts-de-Seine, où l'étude technique de Vuathier et al. (2004) n'arrive pas à inclure, d'une façon convaincante, l'objectif de développement durable qui était l'objet de la demande de la collectivité.

Ces considérations sur l'enchaînement des approches permettent de recomposer notre grille d'analyse, qui a fait jusque là abstraction de l'interdépendance des différentes rationalités participant à l'élaboration des politiques de CS. Ces considérations permettent d'apprécier, en particulier, la complémentarité des rationalités et la nécessité de leur intégration pour parvenir à des instruments réglementaires pertinents.

12. Le processus idéal que nous proposons ne traduit, volontairement, que les grandes lignes de l'articulation du raisonnement finalisé à l'élaboration d'une réglementation de rejet. Dans la réalité, les compartiments ne sont pas aussi fermés que dans notre description et, surtout, des échanges d'informations bidirectionnels peuvent se mettre en place entre toutes les approches.

7.3. La mise en œuvre du CS au niveau des territoires : perspectives de recherche

Nous proposons dans cette section une interprétation plus générale du processus de traduction du CS au niveau local. Le propos est de formuler des hypothèses explicatives des phénomènes que nous avons observés, qui soient cohérentes avec nos données et qui suggèrent des perspectives pour des recherches ultérieures. En termes de recherche future, ces hypothèses pourraient servir de point de départ pour une analyse plus détaillée des jeux d'acteurs qui participent à l'élaboration des réglementations de rejet (élus et techniciens, mais aussi aménageurs, services de l'Etat, bureaux d'étude, chercheurs) et des interactions entre ces acteurs.

Les deux hypothèses que nous allons formuler constituent des interprétations possibles (et complémentaires) des mécanismes de simplification du raisonnement hydrologique que nous avons observés dans l'analyse de l'approche technique du CS. Elles sont basées sur les travaux de deux auteurs qui ont travaillé, depuis différents points de vue, sur l'évolution de l'assainissement. L'une (Rioust, 2012) cherche à comprendre les résistances au changement dans les services d'assainissement face à l'injonction d'adaptation au changement climatique, l'autre (Chatzis, 1993, 1997) réfléchit à la régulation des systèmes socio-techniques sur la longue durée.

7.3.1. La « *path dependence* »

Rioust (2012) fait référence à la notion de « *path dependence* » (dépendance au chemin emprunté) pour expliquer les résistances au changement dans les services d'assainissement. La notion de *path dependence*, initialement développée en économie, repose sur le fait que les pratiques des acteurs sociaux, économiques et politiques sont conditionnées par les logiques suivies dans le passé. Un exemple classique est la disposition actuelle des touches dans les claviers d'ordinateur : la configuration QWERTY américaine et anglaise remonte aux années 1870, et dépendait des contraintes constructives des machines à écrire de l'époque. Même si par la suite ces raisons ont perdu tout intérêt concret, l'autorenforcement des choix techniques initiaux fait que, aujourd'hui encore, les claviers présentent cet agencement.

Quatre conditions permettent d'expliquer l'inertie croissante d'un choix technologique, selon l'analyse de Arthur (1994), citée par Rioust (2012) :

1. des coûts fixes élevés,
2. l'importance des effets d'apprentissage (un changement technologique nécessite l'apprentissage de nouveaux savoirs et de nouvelles compétences ce qui rend obsolète des savoirs et des compétences acquises),
3. l'existence d'interdépendances entre une technologie et son environnement et,

4. la dimension auto réalisatrice des anticipations adaptatives (les acteurs se persuadent que les changements auront lieu dans tel sens parce qu'ils expliquent le futur en fonction du passé et participent à construire le futur prévu).

Dans son application aux services d'assainissement, Rioust (2012) met l'accent sur l'importance économique du « patrimoine réseau » (condition 1) et sur l'inertie dans les relations entre les services techniques, les élus et les autres acteurs. Plus marginalement sont aussi évoquées l'importance du savoir technique lié à une longue pratique des réseaux, et l'inertie de ce savoir (condition 2).

Ces motivations et la notion de *path dependence* peuvent-elles expliquer pourquoi l'approche technique se nourrit encore des référentiels et des habitudes développés pour le tout-au-réseau et pour le tout-au-réseau-mais-lentement : pluie décennale, vidange en 24 heures, analyses centrées sur le débit de pointe, etc..., alors que le propos annoncé est de réaliser du contrôle à la source ? Parmi les quatre conditions évoquées par Arthur, lesquelles pourraient expliquer cette inertie ? La présence d'un réseau dimensionné autour des débits de pointe et la persistance de problèmes de débordement localisés empêchent certainement un changement radical par rapport au passé, car elles imposent de continuer à prendre en compte les habitudes de dimensionnement des réseaux. La condition 1 et la condition 3 sont donc présentes : des coûts fixes élevés (importance économique du « patrimoine réseau ») et des interdépendances entre la technologie et son environnement (le fonctionnement, et les dysfonctionnements, du réseau sont liés au débit de pointe). Le passage au CS déjà réalisé dans nombre de collectivités exclut la condition 4, les « anticipations auto-réalisatrices » : les anticipations que les collectivités font, aujourd'hui, de la situation future, incluent le CS.

Il est intéressant d'analyser le rôle de la condition 2 : l'importance des effets d'apprentissage. Est-ce que, comme pour la question de l'adaptation au changement climatique dans les services d'assainissement traitée par Rioust (2012), cette condition est présente mais marginale dans l'évolution de l'approche technique au CS ?

Bien que nous n'ayons pas beaucoup insisté sur ces aspects dans nos entretiens, nous pouvons chercher, en comparant nos terrains, des exemples pertinents. En particulier, nous pouvons comparer le cas de Paris à ceux de la Seine-Saint-Denis et des Hauts-de-Seine. Ces trois collectivités sont toutes dotées de réseaux d'assainissement développés, ce qui permet de supposer que les contraintes physiques (i.e. les conditions 1 et 3) ne constituent pas un facteur discriminant du point de vue de la « path dependence ». Pourtant, lorsque ces collectivités ont réalisé des études pour élaborer un zonage pluvial, au centre de leurs politiques de CS, une seule des trois (Paris) a inclut dans les critères considérés un indicateur relatif à la qualité du milieu récepteur — le volume des déversements d'orage — qui témoigne d'une évolution par rapport au référentiel réseau. Cette différence est-elle la conséquence d'une disparité d'objectifs ou de ressources à disposition pour la réalisation des études, ou peut-elle être imputée

plutôt à des questions moins matérielles, liées à un développement différencié de nouvelles compétences au sein des services ?

Sur la base des données dont nous disposons, les conditions dans lesquelles les trois études ont été réalisées sont fondamentalement les mêmes. En premier lieu, les modèles dont disposaient la Seine-Saint-Denis et les Hauts-de-Seine dans l'élaboration de leurs zonages n'étaient pas moins complexes et détaillés que celui utilisé par la Ville de Paris. En second lieu, la contrainte de limiter les déversements d'orage était la même : le *scénario C* du SIAAP (les deux Départements de petites couronnes en tiennent compte, par exemple, dans la télégestion des réseaux). Pourtant, même si cela était possible, lorsque les services techniques de la Seine-Saint-Denis et des Hauts-de-Seine ont réalisé leurs études sur les réglementations de rejet, ils n'ont pas pris en compte les déversements d'orage mais seulement les débordements de réseau.

Cet exemple suggère que ce ne sont pas seulement les contraintes physiques et de ressources qui ralentissent la progression du raisonnement technique dans l'élaboration des réglementations de rejet, mais que les effets d'apprentissage, et donc les difficultés des services techniques de renouveler les savoirs et les compétences, ont aussi un poids significatif. Cette analyse en termes de *path dependence* invite, tant d'un point de vue théorique que pratique, à étudier plus en détail les inerties dans l'approche technique du CS pour établir, sur une base plus large et de façon plus systématique, le rôle respectif des résistances dues aux infrastructures existantes et de celles dues aux « traditions » techniques. Plus globalement, il nous semble important de comprendre jusqu'où la *path dependence* peut limiter l'évolution de l'approche technique au niveau des collectivités, par rapport à l'approche scientifique.

7.3.2. Le « mouvement des modes de régulation »

Si la *path dependence* permet d'expliquer la persistance du référentiel réseau dans l'approche technique, elle ne fournit pas de clés d'interprétation pour d'autres phénomènes que nous avons observés, tels l'imitation généralisée des autres collectivités (« références mimétiques »), ou la simplification du raisonnement hydrologique même au delà de ce qui était fait pour le réseau.

Pour cela, nous pouvons replacer l'histoire du CS dans le cadre de l'évolution, sur le long terme, de l'assainissement pluvial en tant que système socio-technique¹³. Le cadre d'analyse est ici celui proposé par Chatzis (1993, 1997) à propos des « mouvements » dans les modes de régulation de ces systèmes. L'auteur construit un schéma de l'évolution des systèmes socio-techniques en trois phases à partir de l'étude de plusieurs cas, dont le développement de la gestion des eaux pluviales par les réseaux

13. Un système socio-technique est « un système composé d'éléments techniques (physiques) et organisationnels, formellement organisés sur la base de normes, de règles et de rôles, plus ou moins standardisés, en vue de réaliser des objectifs prédéfinis » (Chatzis (1997)).

d'assainissement en France. Le schéma comprend une phase de naissance et de constitution du mode de régulation, une phase routinière, et une phase de crise. La première phase est une phase créative, caractérisée par une discussion qui porte à l'élaboration du mode de régulation, et qui a comme acteur principal la « communauté des ingénieurs »¹⁴. La deuxième phase est le moment de l'application systématique, dans lequel les services et/ou l'industrie procèdent à une normalisation et à une codification du mode de régulation, tandis que les ingénieurs sortent progressivement de la scène de la régulation. La troisième phase, la crise, est celle où le mode de régulation n'est plus capable de satisfaire aux finalités qui lui sont imputées, pour des raisons tant externes qu'internes au mode de régulation lui-même, et porte à l'élaboration d'un nouveau mode.

On peut procéder à un rapprochement entre ce que Chatzis désigne par « modes de régulation du système socio-technique » et nos « stratégies d'assainissement », qui sont décrites dans la conclusion de la partie I : on passe de la stratégie du « tout-au-réseau » (celle étudiée par Chatzis) à celle du « tout-au-réseau-mais-lentement », et ensuite à la stratégie du « contrôle à la source ». Nous pouvons donc appliquer le schéma en trois phases de l'évolution des modes de régulation à ces deux dernières stratégies.

Si nous essayons de caler le schéma sur l'évolution de la stratégie du « tout-au-réseau-mais-lentement », telle que nous l'avons présentée dans le chapitre 2, nous trouvons une très bonne correspondance avec les deux premières phases : après la remise en cause du tout-au-réseau (années soixante environ), de nombreuses expérimentations voient le jour à propos des bassins de retenue et des TA, mais aussi de la télégestion des ouvrages, avec les laboratoires de recherche et les services de l'Etat en première ligne pour développer de nouvelles technologies ou pour redévelopper d'anciennes technologies en les adaptant aux nouveaux besoins (Soyer et al., 2011). Il s'agit de la phase d'élaboration du mode de régulation. A cette phase, dans les années quatre-vingt-dix, succède l'édition de nombreux manuels, guides techniques,... en bref, une codification. Simultanément, les services techniques prennent le relais, et commencent à formaliser la mise en place des TA dans leurs territoires : les TA se diffusent, le « tout-au-réseau-mais-lentement » devient la norme. Il s'agit de la deuxième phase de l'évolution du mode de régulation.

En revanche, si nous considérons l'évolution de la stratégie de « contrôle à la source », elle ne s'adapte qu'imparfaitement au schéma de Chatzis. Dès les années

14. Dans l'analyse de l'auteur, la communauté des ingénieurs a comme rôle principale l'organisation des échanges orientée vers une élaboration collective du mode de régulation : « la communauté des ingénieurs n'équivaut pas à un corps professionnel [...]. Point de centralisation et de diffusion du savoir accumulé, instance d'enregistrement et de jugement des pratiques de ses membres, [...] elle constitue également un espace public de communication des connaissances et des pratiques [...]. La communauté, s'exprimant à travers ses revues et ses débats, la communauté en tant que lieu d'échanges communicationnels, fait office de sujet collectif capable de produire les réponses au besoin exprimé. » (Chatzis (1997))

quatre-vingts et quatre-vingt-dix, nous observons des caractéristiques de la deuxième phase : en particulier la diffusion des réglementations, et le rôle des services comme acteurs principaux. Pourtant, nous ne pouvons pas identifier nettement les éléments indicateurs d'une première phase préalable : avant la mise en place des réglementations par les collectivités, il n'y a pas eu d'efforts significatifs de recherche et d'expérimentation, ni de véritable discussion au sein d'une « communauté des ingénieurs ». Nous pouvons essayer d'identifier les raisons de cette absence, et en analyser les conséquences.

Une première raison de l'absence d'une phase d'élaboration du CS est que ce dernier n'a jamais joui d'un statut autonome en tant qu'objet socio-technique indépendant, mais il a toujours été considéré comme une partie du discours sur les TA. Même si la question de la coordination des TA et de leurs effets d'ensemble, qui est la base du raisonnement sur le CS, a été posée très tôt, cette question a été pendant longtemps considérée comme secondaire face à des questions pratiques de réalisation et d'entretien des TA ¹⁵. Cette absence de débat s'explique, en France, par le recours systématique aux réglementations de débit : ces réglementations, dérivées de la stratégie du tout-au-réseau-mais-lentement, permettent de contourner la question des effets à l'échelle du bassin versant (section 7.1.3).

Une deuxième raison que nous pouvons avancer est la décentralisation (section 2.4). Ce processus a conduit à une perte de centralité des services de l'État qui étaient en charge de centraliser les informations sur l'assainissement, de les trier et de les évaluer, et enfin, de formaliser des normes ou, du moins, des bonnes pratiques. L'assainissement, non seulement dans sa gestion mais aussi dans sa conception, a été confié aux services techniques des collectivités dont les moyens, dans la plupart des cas, n'étaient pas suffisants pour développer un référentiel scientifiquement étayé du CS. Si, pour la gestion, le regroupement des collectivités en syndicats a permis de mettre en commun les ressources, l'élaboration d'un raisonnement hydrologique couvrant l'intégralité du cycle de l'eau urbain, de la pluie au CS au réseau au milieu récepteur, demandait un effort supplémentaire. Même dans les cas où cet effort aurait pu être possible, les collectivités étaient plus concernées par d'autres questions immédiates (réalisation et contrôle des TA, développement de la gestion automatisée des réseaux) que par la question des effets d'ensemble des TA. Cette question, en raison de la progressivité de la mise en place des TA, était, à l'époque, moins pressante.

Tandis que dans le passé les services de l'État pouvaient compter sur les informations et les connaissances de l'ensemble des collectivités pour élaborer un raisonnement général sur les différentes alternatives techniques possibles, aujourd'hui le partage des expériences locales n'est plus organisé par le haut, et la mise en commun d'informations repose sur la volonté de communication de chaque collectivité. Si on reprend le schéma interprétatif de Chatzis, d'une part, la décentralisation a éliminé, ou du moins affaibli,

15. Voir la section 4.1.1, et en particulier les articles de McCuen (1979) et de Urbonas et Glidden (1983), ainsi que les conclusions de la partie I.

la « communauté des ingénieurs » qui aurait dû alimenter le débat sur le CS ; d'autre part, la communauté des praticiens qui s'est tout de même intéressée au CS, non restreinte aux ingénieurs mais incluant également des spécialistes d'autres domaines tels que des architectes, des géographes, des paysagistes, etc., n'a pas approfondi la question de la coordination des TA à l'échelle du bassin versant.

Quelles sont les conséquences de cette absence de débat et de support venant « du haut » ? A partir du moment où la responsabilité déclarée de l'Etat, sous la forme d'une référence technique à appliquer, fait défaut, c'est la responsabilité des collectivités qui se trouve engagée (Chatzis, 1997). La collectivité (ou le syndicat) ayant la charge d'élaborer une réglementation de rejet, se doit de produire un raisonnement complet et autonome sur le cycle de l'eau sur son territoire, avec ses propres moyens, et avec des ressources qu'elle doit partager avec d'autres enjeux concurrents. D'ailleurs, puisque le CS n'est pas considéré comme un objet socio-technique indépendant des TA, et que la portée de ses effets est méconnue, la collectivité peut même ne pas être consciente de la réflexion qu'elle devrait mener¹⁶. Cette difficulté à élaborer une stratégie globale du CS explique les mécanismes que nous avons observés dans l'approche technique : l'absence de nécessité d'une stratégie globale pour développer les « premières TA » et l'absence de moyens face à la complexité de la tâche, expliquent l'ensemble des simplifications qui sont introduites dans le raisonnement ; l'absence de références venant de l'Etat explique l'imitation des réglementations des autres collectivités.

A ce propos, il faut remarquer que l'absence d'organisation dans l'échange d'information sur les politiques de CS produit un autre effet dommageable : à partir du moment où la communication dépend de la volonté (éminemment politique) d'une collectivité de promouvoir son approche de l'assainissement, certaines pratiques vont avoir plus de visibilité que d'autres et vont faire l'objet d'une imitation. On peut prendre l'exemple de la CAD : grâce aux efforts de communication menés par la communauté d'agglomération (au travers d'une association créée à cet effet), sa réglementation « zéro-rejets » va avoir une forte résonance dans les forums de discussion. C'est cet exemple qui a été repris par le SIVOA. Or, l'expérience insatisfaisante du SIVOA avec cette réglementation n'aura elle pas la même résonance que celle de la CAD¹⁷. Un autre cas intéressant parmi nos terrains est constitué par le SDAGE. Son rôle, en tant qu'instrument de grande échelle, devrait être celui d'orienter les collectivités vers des bonnes pratiques, et de suggérer une façon pertinente d'élaborer des réglementations locales. Or, dans le SDAGE Seine-Normandie actuel, que nous avons analysé, le propos est d'imposer des réglementations là où elles sont absentes, et d'inciter par cela les collectivités à la réflexion sans, pour autant, leur fournir des principes d'actions et des outils techniques.

16. En ce sens, l'ouvrage *La ville et son assainissement* (CERTU, 2003), peut être lu comme une tentative de sensibiliser les collectivités sur la portée de cette réflexion qu'elles doivent entreprendre.

17. Sur l'intérêt que pourraient avoir des chroniques des échecs, si elles étaient diffusées, dans le domaine proche de la modélisation hydrologique, voir Bergstrom (1991).

En conclusion, nous pensons avoir montré comment cette analyse du CS, en termes de mode de régulation de l'assainissement, constitue une clé permettant d'interpréter nombre de mécanismes que nous avons observés. Entre autre, elle nous a permis d'établir un lien entre décentralisation, affaiblissement de la « communauté des ingénieurs », et simplification des réponses techniques au niveau local. Afin d'asseoir cette analyse du CS il serait nécessaire de l'approfondir : en particulier, en analysant le rôle des différents acteurs en jeu (la « communauté des ingénieurs », qui devrait être identifiée plus clairement, les services, etc.).

7.4. Conclusion : du réseau aux techniques alternatives, de la technicité au bon sens ?

Dans ce chapitre, nous avons analysé le processus de traduction du CS au niveau local. Nous avons observé de grandes difficultés dans le développement d'un discours technique cohérent sur le CS, en raison de l'absence d'outils adaptés et d'un support théorique suffisant. La conséquence de ces difficultés est que les services techniques doivent faire face à une perte de légitimité, déjà signalée par Chatzis (1997) comme une conséquence de la crise du tout-au-réseau.

Ce problème de légitimité des services techniques est fortement lié à une *perte de technicité* de l'assainissement pluvial dont nous avons remarqué des indices à plusieurs niveaux : nous avons montré des raccourcis fréquents du raisonnement technique, son court-circuit dans l'élaboration des réglementations, une priorité des aspects d'intégration urbaine sur les aspects hydrologiques, un usage généralisé du concept flou de développement durable pour légitimer les réglementations. Dans le discours de la CAD, qui — au sein de notre échantillon — constitue une vision extrême du CS, la dimension technique de l'assainissement arrive à être, non seulement en second plan, mais connotée négativement.

L'intégration de l'assainissement dans un ensemble de fonctions urbaines, avec l'entrée en scène de nombreux acteurs non techniques (c'est-à-dire extérieurs au secteur de l'assainissement), a certainement conduit à la nécessité de développer une communication plus générale et moins sectorielle sur la gestion des eaux pluviales. Nous pensons toutefois qu'une des principales raisons de cette perte de technicité réside dans la grande simplicité des TA, qui a procuré à ces acteurs non techniques l'impression de pouvoir les maîtriser. En effet, le fonctionnement de nombreuses TA est intuitif (cuves de récupération des eaux de toiture, noues, etc.), et souvent même leur conception ne demande pas de compétence ni de spécialisation particulières, grâce à la disponibilité de nombreux manuels et guides techniques donnant « les instructions » pour réaliser les TA. La meilleure synthèse de cette idée d'assainissement « à la portée de tout le monde » est dans les phrases qui ouvrent ce chapitre, qui

expliquent que l'assainissement par les TA n'est qu'une question de bon sens. On comprend alors l'engouement pour ces objets « si peu techniques » et la volonté de les diffuser systématiquement par le biais d'une réglementation de rejet. Cependant, si la réalisation et la multiplication des TA est facilement réalisable aujourd'hui, il n'en va pas de même de leur coordination à l'échelle du bassin versant.

Jusqu'à présent nous avons montré que le passage des techniques alternatives au contrôle à la source, c'est-à-dire de l'échelle de la parcelle à celle du bassin versant urbain, amène à une reformulation de la question de leur conception (qui devient une question de planification) : en particulier, elle devient beaucoup moins intuitive, et les problèmes — techniques — qui doivent être résolus sont nombreux et complexes.

« Le bon sens est la chose du monde la mieux partagée ; car chacun pense en être si bien pourvu, que ceux même qui sont les plus difficiles à contenter en toute autre chose n'ont point coutume d'en désirer plus qu'ils en ont. »

— Descartes, Discours de la méthode, 1637

Conclusions de la deuxième partie : les limites de l'approche scientifique

Nous avons remarqué à différentes reprises des incohérences dans la façon dont le CS est mis en œuvre sur le territoire. Dans cette partie, nous avons cherché à comprendre les raisons de ces incohérences en analysant le processus de traduction du CS du niveau de la stratégie générale et « abstraite », à celui de la réglementation de rejet. Nous avons donc pour ce faire exploré six terrains en retraçant, à partir de sources documentaires et d'entretiens semi-directifs avec les techniciens et les élus, la façon dont les réglementations ont été élaborées. Nous avons construit et utilisé une distinction entre l'approche scientifique (globale), et les approches technique et politique (locales). Nous avons, pour analyser la traduction du CS en instruments réglementaires, déconstruit les récits que font les techniciens de l'adoption de ces instruments pour définir les rôles et les limites de chacune des deux approches technique et politique. Nous avons mis en lumière les raccourcis du raisonnement hydrologique qui caractérisent, aujourd'hui, l'ensemble des collectivités que nous avons examinées, et l'incapacité de l'approche politique à produire des instruments réglementaires cohérents lorsqu'il n'y a pas de médiation technique.

En particulier, nous avons observé que l'approche technique repose souvent sur des savoir-faire traditionnel, comme la protection contre la pluie décennale, l'imposition d'une contrainte sur les débits, la vidange des bassins de stockage en 24 heures, et sur des simplifications conceptuelles comme l'agrégation linéaire des débits pour passer de l'échelle de la parcelle à celle du bassin versant. Malgré le nombre relativement réduit de terrains que nous avons considérés, et l'importance de la variabilité des situations spécifiques à chaque collectivité, ces observations semblent expliquer assez bien les tendances que nous avons remarquées quasi systématiquement dans la diffusion des réglementations de CS aujourd'hui (chapitre 3). Les interprétations que nous avons proposées de ces phénomènes sont aussi bien internes qu'externes à l'approche technique : en interne, l'inertie dans l'apprentissage explique la persistance, dans les pratiques, de référentiels devenus inadaptés, tandis qu'en externe, c'est l'absence d'une phase d'élaboration générale des pratiques de CS qui explique pourquoi les collectivités sont portées à opérer des raccourcis pour simplifier le problème hydrologique.

Dès la partie I, nous avons évoqué le processus de décentralisation, qui produit un cadre de l'assainissement pluvial à plusieurs vitesses, en l'absence d'un organisme

chargé de centraliser les connaissances. Dans cette partie nous avons pris la mesure des conséquences de cette absence : si la décentralisation a permis, d'une part et au moins idéalement, une gestion des eaux pluviales plus adaptée aux territoires, elle a affaibli les possibilités d'un débat national scientifiquement fondé sur le CS. Le poids de la réflexion sur le CS s'est porté sur les collectivités et leurs services techniques, ce qui conduit à la simplification des raisonnements et à une sorte de « normalisation précoce » du CS. On peut observer, cependant, quelques efforts centralisés et récents de développement d'un débat et de lignes de conduite pour supporter les collectivités, par exemple dans l'ouvrage « La ville et son assainissement » du CERTU (2003). Le problème de cette tentative, d'après les techniciens rencontrés, est qu'elle offre plus des principes généraux à suivre dans le raisonnement, que de véritables éléments de support, ce qui la rend selon eux peu opérationnelle. L'ampleur du discours, qui touche tous les aspects de l'assainissement, en limite l'applicabilité. D'autres travaux, plus spécifiques à l'assainissement pluvial (CS, réglementations de rejet, taxe pluviale) sont en cours, aujourd'hui, dans le cadre du Réseau Scientifique et Technique du Ministère en charge de l'écologie, mais n'ont pour l'instant pas donné des résultats tangibles.

Il ressort, de l'analyse des politiques de CS des collectivités la présence, tant dans l'approche technique que politique, d'une vision incrémentale du CS : l'idée communément admise que plus on renforce la contrainte réglementaire, demandant donc la réalisation de TA de plus grande capacité, meilleurs seront les résultats pour la ville et pour l'environnement. Nous pensons que la diffusion rapide des réglementations pendant ces dernières années, est liée à cette vision incrémentale : c'est à partir du moment où rationalité technique et politique se rencontrent et s'accordent plus ou moins sur une vision commune, que l'on assiste à la multiplication des réglementations. Cela s'est produit au tournant du siècle, avec la superposition de deux évolutions majeures : l'affirmation de l'idée de développement durable, qui permet aux collectivités d'afficher avec un bon retour d'image ces politiques vertueuses, et la diffusion de connaissances techniques issues des expériences des collectivités pionnières, qui montrent une relative simplicité et efficacité de la mise en œuvre des TA.

Cette vision incrémentale n'est cependant pas limitée au niveau local. Dans cette partie, nous n'avons jamais remis en cause l'approche scientifique, car elle constituait le référentiel « fixe » que nous avons choisi pour l'évaluation des autres approches. A ce point du discours, où nous avons montré certaines faiblesses de ces dernières et de leurs interactions, nous pouvons remettre en discussion le rôle de l'approche scientifique. Dans les chapitres que nous avons consacrés aux conséquences de l'urbanisation et à la revue bibliographique sur les effets du CS à l'échelle des bassins versants (chapitres 1 et 4) nous avons observé plusieurs lacunes dans la connaissance scientifique du CS ; ici nous voulons en analyser brièvement les conséquences.

Les lacunes principales que nous avons observées sont liées à deux points principaux : le premier est le changement d'échelle de la TA au CS ; le deuxième est que,

en passant d'un référentiel réseau, qui était relativement maîtrisé, à des référentiels infiltration et ensuite *water balance*, qui incluent un nombre élevé de processus, il n'est plus possible d'intégrer toute la complexité du système. Alors qu'initialement les processus étaient plus ou moins connus, étudiés et quantifiés, des nombreux processus sont maintenant pris en compte dans le discours scientifique qui ne sont que peu ou pas quantifiés. Le discours sur le CS est donc passé d'une dimension quantitative à une approche qualitative ; des questions de risques sont évoquées, souvent, sans pouvoir donner une estimation de leur ampleur.

La conséquence est que, dans l'approche scientifique, à part des exceptions ponctuelles (chapitre 4), le discours dominant sur le CS est un discours proactif, qui se rapproche partiellement de la vision incrémentale : même si on ne comprend pas exactement le fonctionnement du système et des processus qu'on essaye de contrôler, on « sent » que le CS est la bonne direction, et donc on l'encourage *a priori*. Certaines publications dans des revues scientifiques à propos du WSUD l'affirment (section 2.5). Un exemple de la transposition de ce discours proactif dans le domaine technique concerne les effets (très positifs et très vagues) des bassins de retenue sur la qualité des eaux dans l'IT 77/284 (section 2.2). Si un tel discours proactif et peu critique a peut-être eu une certaine légitimité dans les phases initiales de développement des TA il y a 35 ans et du CS ultérieurement, car il permettait de multiplier les expériences et d'accélérer la production de connaissances, il ne peut plus être justifié dans une phase de diffusion rapide du CS. En effet, pousser trop loin l'application du CS sur un territoire, sans en connaître explicitement les conséquences, peut être aussi tout à fait négatif. La question qui émerge de l'ensemble de nos analyses des pratiques, et qui se pose aujourd'hui à l'approche scientifique, est celle des conditions dans lesquelles le CS doit être appelé à se développer (oui ou non, comment et jusqu'où?).

En conclusion, ce qui nous semble nécessaire pour parvenir, dans le futur, à une mise en œuvre raisonnée du CS, est premièrement de développer une « théorie du CS » solide et complétée par des outils opérationnels, pour permettre d'opérer des choix cohérents sur le territoire. Cela pourrait permettre une revalorisation du volet technique dans l'assainissement et aider à résoudre un certain nombre de points critiques que nous avons mis en lumière. Un premier pas dans cette direction, que nous développerons dans la troisième partie de cette thèse, est la remise en discussion de la vision incrémentale du CS.

Troisième partie .

Contrôle à la source et
modélisation hydrologique

Introduction de la troisième partie

Nous avons à plusieurs moments évoqué les enjeux de la modélisation hydrologique dans le contrôle à la source (CS) des eaux pluviales. Ils peuvent se résumer à deux contributions potentielles principales : d'une part, les modèles peuvent être utilisés pour améliorer notre compréhension du fonctionnement du CS, dans le cadre plus large du fonctionnement du cycle urbain de l'eau (comment le bassin versant urbain réagit-il au CS ? Comment son comportement hydrologique en est modifié ?) ; cette contribution, très générale, peut servir à alimenter le débat scientifique et politique sur le CS. D'autre part les modèles peuvent guider, dans un cadre technique et local, le choix d'une stratégie de CS pertinente et appropriée à un territoire (quelle implémentation du CS permet d'atteindre les objectifs d'une collectivité ? Quelle réglementation est la plus pertinente pour y arriver ?).

Historiquement, l'objectif des modèles utilisés en hydrologie urbaine était, d'estimer le débit de pointe pour lequel il fallait dimensionner le réseau d'assainissement, par analogie avec les modèles utilisés en « hydrologie générale » pour estimer les débits de crue des rivières. Avant l'introduction des modèles informatiques, on employait des « formules », empiriques ou conceptuelles¹⁸, qui étaient dans les faits des modèles globaux des bassins versants. C'est avec la diffusion des micro-ordinateurs, à la fin des années soixante-dix, que la disponibilité d'une capacité de calcul énormément accrue et facilement accessible déclenche une nouvelle évolution, centrée sur la conception et la gestion des réseaux d'assainissement (Chocat et al., 1997, pp. 594-596). Le réseau d'assainissement, en effet, grâce à sa « régularité » relative (linéarité et homogénéité des tronçons, structure, au moins en théorie, imperméable, etc.) peut être très bien simulé par les modèles numériques, et permet, pour la première fois en hydrologie urbaine, l'utilisation d'un modèle strictement physique : les équations de Barré de Saint-Venant (dans leur version complète, ou dans les approximations de l'onde diffusante ou de l'onde cinématique, Kovacs (1988); Hingray et al. (2009). Depuis cette époque, les principaux modèles développés pour la gestion de l'assainissement à l'échelle de la ville (SWMM en 1970, MOUSE en 1985, HydroWorks en 1996, CANOE en 1997, etc.) sont construits pour la simulation hydraulique autour d'un intégrateur numérique des

18. Pour la classification des modèles en physiques, empiriques ou conceptuels et en globaux ou distribués, voir la section 5.3. Voir aussi, pour le débat entre formules empiriques et conceptuelles, et pour l'élaboration de la méthode de Caquot à partir de la formule rationnelle, Chatzis et Dupuy (2000).

équations de Barré de Saint Venant (BSV)¹⁹. Ces modèles se sont aussi complexifiés au cours du temps pour prendre en compte les ouvrages, de plus en plus fréquents, participant au fonctionnement et à la gestion du réseau (bassins de retenue, déversoirs d'orage, pompes, vannes, etc.).

Face à ces modifications majeures dans la modélisation de l'écoulement, la modélisation des bassins versants évolue aussi. Pour être cohérente avec un réseau décrit dans ses détails, la prise en compte des surfaces du bassin versant doit, en effet, changer : il est nécessaire d'alimenter le modèle de réseau avec des apports distribués spatialement suivant ses entrées (avaloirs, branchements). Les modèles globaux du bassin versant font donc place à un découpage en sous-bassins versants, généralement définis par rapport à leur exutoire vers le réseau et à une certaine homogénéité de la couverture du sol. Cependant, pour la modélisation de ces sous-bassins, on continue à faire appel aux mêmes modèles de fonction de production et de fonction de transfert des bassins qui étaient utilisés auparavant : le modèle global est remplacé par un ensemble de modèles de sous-bassins versants reliés par le réseau d'assainissement²⁰. C'est en raison de cette structure, qui combine spatialement des modèles non-spatialisés, que ces modèles sont appelés, parfois, semi-distribués (voir la note à page 135).

Cette évolution des modèles a marqué l'hydrologie urbaine des années soixante-dix à deux mille. Dans la dernière décennie, de nouveaux outils ont vu le jour, avec deux tendances principales. La première est une extension des modèles hydrauliques, jusqu'à là utilisés exclusivement pour le réseau d'assainissement, à la simulation des écoulements superficiels, principalement pour l'étude des inondations par débordement de réseau (voir, par exemple, la thèse de Leitão (2009)). Il existe donc un couplage de l'écoulement entre les réseaux de drainage souterrain et superficiel. La deuxième tendance est plus centrée sur d'autres aspects du cycle de l'eau urbain que le ruissellement, tels la qualité de l'eau et les traitements, ou le calcul des différentes composantes du bilan hydrique (e.g. STORM, Ahlman et al. (2008); IPS (2010)). Certains de ces modèles essayent de développer l'intégration des TA dans le bassin versant, principalement pour en supporter le dimensionnement (Elliott et Trowsdale, 2007).

Si on essaye de situer ces typologies de modèles par rapport aux contributions qu'elles peuvent fournir, non pas en termes des TA et de leur fonctionnement, mais en termes de CS et des réglementations de rejet qui imposent de réaliser des TA sur un bassin versant, nous devons chercher trois caractéristiques :

- l'échelle de la description : le modèle doit être adapté à représenter une échelle significative au sens des réglementations : le quartier, la ville (section 5.2) ;

19. CANOE, par exemple, était développé à partir de CAREDAS, un modèle de simulation des réseaux mis au point par la Sogreah à partir des années soixante-dix.

20. Suivant les cas, les modèles utilisés pour les sous-bassins peuvent aller d'un coefficient de ruissellement fixé, à des modèles de réservoir linéaire ou non linéaire, à des combinaisons plus ou moins complexes de ces modèles de base (Singh, 1988; Hingray et al., 2009). Les principaux logiciels de modélisations disponibles aujourd'hui (e.g. SWMM, CANOE, MOUSE) permettent de choisir entre plusieurs options de description des sous-bassins versants (Elliott et Trowsdale, 2007).

- la description des variables hydrologiques d'intérêt : si on souhaite évaluer une réglementation tant pour ses effets sur le comportement « extrême » du bassin versant (e.g. inondations) que sur son comportement « courant » (e.g. déversements d'orage, flux de polluants), le modèle doit fournir une bonne représentation du système dans ces différentes conditions (chapitres 1 et 4) ;
- le niveau de détail requis : dans une phase de planification urbaine, dans laquelle les TA, et à la limite l'urbanisation elle-même, ne sont pas encore réalisées et ne sont définies que de façon sommaire, il doit être nécessaire, pour la modélisation, de ne pas décrire chaque TA en détail.

Dans la section 5.3, nous avons déjà remarqué que les modèles physiques distribués ont de nombreux avantages pour l'étude du CS : notamment leur capacité, par une approche *bottom-up*, de faire le lien entre l'échelle des TA et l'échelle du CS. Parmi les modèles développés récemment, et en se limitant à ceux qui ont une échelle pertinente, le problème principal semble être la spécialisation : les modèles qui simulent avec précision les écoulements superficiels ne s'intéressent qu'aux événements rares produisant des débordements de réseau (et donc des écoulements superficiels) ; au contraire, ceux qui se concentrent sur le bilan hydrique négligent les aspects d'écoulement en réseau. La comparaison, réalisée par Elliott et Trowsdale (2007), de modèles permettant de simuler les *Low Impact Developments* (LID), montre que, parmi les modèles testés, seuls SWMM et MOUSE (qui sont des modèles physiques distribués « classiques ») permettent une modélisation hydraulique des écoulements en réseau. En outre, à l'exception de ces deux modèles et de MUSIC, le pas de temps minimal considéré n'est jamais inférieur à une heure, ce qui ne permet pas de décrire les comportements à l'échelle de l'événement. Tout au long de la partie II de cette thèse, nous avons vu que la préoccupation majeure — bien que non exclusive — des collectivités, reste la gestion du réseau et la prévention des débordements : pour cela, il est nécessaire de continuer à utiliser un modèle adapté aux dynamiques des écoulements en réseau.

Reste le problème de la représentativité des modèles physiques distribués « classiques » lors des événements courants : *a priori*, il n'y a aucune raison pour ces modèles d'être incapables de représenter la réponse des bassins versants aux événements aussi bien courants qu'extrêmes, car il n'y a pas — en général — de contraintes de ce type dans la structure du modèle²¹. Pourtant, dans l'usage qui est fait de ces modèles, ce n'est pas toujours le cas. Par exemple, en Seine-Saint-Denis, les services techniques s'aperçoivent que le modèle (CANOE) qu'ils utilisent pour la gestion du réseau, dont les paramètres sont calés sur les événements extrêmes, n'est pas du tout représentatif de la réalité lorsqu'il est utilisé pour simuler des événements courants. Pour certaines parties du Département, ils ont établi deux jeux de paramètres distincts pour étudier

21. Un exemple de contrainte limitant la portée du modèle pourrait être l'utilisation d'un coefficient de ruissellement constant. Ce paramètre peut en effet varier avec l'intensité et la hauteur de la pluie (Chocat et al., 1997, pp. 213-221), et la supposition qu'il soit constant équivaut à se concentrer sur un type donné d'événements. Dans les modèles physiques distribués, il est possible parfois d'imposer un coefficient de ruissellement constant, mais on peut aussi choisir des fonctions de production plus complexes (e.g. modèle de Horton ou de Green-Ampt pour l'infiltration).

les crues et les pluies fréquentes (*Chaumeau, 2011*).

Si on souhaite étudier un bassin versant dans l'optique du CS, et donc dans l'ensemble de ses comportements hydrologiques et des perturbations du cycle de l'eau produites par l'urbanisation, il est nécessaire que le modèle qu'on utilise soit capable de reproduire le fonctionnement du bassin pour un large spectre d'événements. On peut, sans nécessairement développer de nouveaux modèles, essayer d'exploiter les fonctionnalités des modèles physiques distribués. Une méthode possible est d'étendre la portée du calage des paramètres : la norme, dans un référentiel « débordements de réseau », était de caler les modèles sur des événements extrêmes isolés, sur les phases de crue et de pic des hydrogrammes. Si au contraire on utilise aussi les pluies courantes, et plus en général des séries temporelles de pluie, on peut obtenir un modèle plus représentatif. Les difficultés de cette solution sont qu'elle demande une procédure de calage complexe, et qu'elle nécessite de données pluie-débit suffisantes.

Un autre problème qui doit être abordé, d'un point de vue méthodologique, pour pouvoir utiliser ces modèles dans l'étude du CS, est la description des TA : alors que plusieurs chercheurs ont travaillé sur une description fine de ces dernières (par exemple, pour SWMM, Huber (2001); Jumadar et al. (2008); Aad et al. (2010)), ce qui est nécessaire est une description d'ensemble, traduisant la réglementation sans demander les caractéristiques de chaque TA. Pour reprendre l'exemple de la Seine-Saint-Denis, la DEA n'envisage pas, même pour le futur, de décrire une par une les TA dans ses modèles du Département (*Chaumeau, 2011*) : en premier lieu parce qu'elles sont (et vont être) trop nombreuses, en deuxième lieu parce qu'elle ne sont pas connues à un niveau de détail suffisant (géométrie, état de fonctionnement et d'entretien, variabilité spatiale et temporelle de l'infiltration, etc.). Par contre, la structure des modèles physiques distribués suggère une solution : en profitant du fait que les TA agissent à l'amont du réseau, une description « implicite » des TA peut être réalisée en modifiant les modèles des sous-bassins versants. Il ne serait pas nécessaire de modéliser chaque TA, mais seulement l'effet d'ensemble des TA présentes dans chaque sous-bassin. Par exemple, en Hauts-de-Seine, les études sur les effets des TA sur les débordements de réseau sont faites en réduisant la surface active des sous-bassins versants d'une fraction correspondant aux surfaces contrôlées par des TA²² (*Roux, 2011*).

Enfin, il y a un aspect qui ne peut être résolu par des choix méthodologiques, et que nous avons déjà abordé dans la section 5.3 : la quantité de données requises par les modèles physiques distribués. En effet, la mise en place, le calage, la maintenance d'un modèle physique distribué sur le territoire d'une collectivité demande un effort considérable en termes de ressources humaines et financières. Par rapport aux points

22. L'hypothèse qui est faite est que « les débits régulés à $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ correspondent à un effacement total des apports de ces surfaces au moment où les réseaux rejettent aux déversoirs d'orage ou débordent lors des pluies exceptionnelles ; en effet, ces $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ sont très faibles au regard des débits qui provoquent des déversements en Seine et plus encore des débordements sur la chaussée. » (*Roux, 2011*).

précédents qui ne concernaient que la modélisation, celui-ci est un problème pratique, qui prend toute son importance à la lumière des difficultés des collectivités à développer un discours pertinent sur le CS (section 7.1), et à la demande croissante d'études locales, alimentée entre autres par des documents comme le SDAGE Seine-Normandie (section 6.6). Comme nous l'avons anticipé, la façon de sortir de cette difficulté est à notre avis le recours à une stratégie de modélisation *top-down*, qui ne demanderait que les données nécessaires pour traiter la question à l'échelle pertinente.

Sur la base de notre analyse, la modélisation hydrologique peut suivre deux directions divergentes pour contribuer à la compréhension et à l'application du CS : d'une part développer les modèles *bottom-up* actuellement utilisés en exploitation, particulièrement du point de vue de la méthode de calage et de la description des TA au niveau des sous-bassins versants ; d'autre part, développer des modèles alternatifs, pour un usage en conception, par une approche *top-down*, très limités dans les phénomènes décrits mais aussi dans les ressources nécessaires, et permettant de réaliser un diagnostic du territoire en vue d'une réglementation de rejet qui soit locale et pertinente. Cette dernière partie de la thèse explore ces deux directions, dans le but de montrer leur faisabilité et leur intérêt.

Les modèles physiques distribués. En ce qui concerne l'usage des modèles physiques distribués, nous abordons une question spécifique : la sensibilité du comportement d'un bassin versant aux types de réglementation et au niveau de la contrainte imposée. En d'autres termes, nous voulons étudier comment varie le comportement hydrologique d'un bassin versant selon qu'on lui applique une réglementation de débit ou de volume, et selon la contrainte réglementaire. Cette question est importante pour plusieurs raisons :

1. elle permet d'aborder des lacunes que nous avons mises en évidence dans les travaux scientifiques réalisés jusqu'à maintenant (section 4.2.1), et en particulier :
 - l'analyse systématique des réglementations de débit et de volume, alors que la plupart des recherches est consacrée aux réglementations de débit naturel ;
 - l'étude de la réponse hydrologique du bassin versant au CS, non pas en fonction des caractéristiques du bassin et de l'urbanisation, mais de celles de la réglementation appliquée ;
2. elle peut permettre de positionner des résultats particuliers par rapport à des comportements de portée générale. Par exemple, elle peut permettre de vérifier si l'aggravation des déversements en Seine prévue à Paris en conséquence de certaines valeurs de débit limité (figure 6.6) est une particularité du terrain, ou bien s'il s'agit d'un comportement général ;
3. elle apporte des éléments pour une comparaison des réglementations de débit et de volume ;

4. en montrant l'évolution du comportement du bassin face à des réglementations de plus en plus strictes, elle peut porter des arguments pour ou contre la « vision incrémentale » du CS, qui caractérise la diffusion actuelle de cette stratégie de gestion des eaux pluviales en France (sections 7.1.4 et 7.2.1).

Pour réaliser cette analyse de sensibilité, nous allons construire et caler les modèles de deux bassins versants réels. Sur ces modèles, nous allons simuler des scénarios de réglementations de débit et de volume, avec des valeurs variables de la contrainte. Nous allons évaluer les scénarios par un jeu d'indicateurs décrivant le comportement hydrologique des bassins versants, tant pour les débits courants, que pour les extrêmes. Le chapitre 8 présente les détails de la méthodologie appliquée, et le chapitre 9 les résultats des simulations.

Pourquoi utiliser des bassins versants réels, au lieu de bassins synthétiques (e.g. Goff et Gentry, 2006) ? *A priori*, l'emploi de bassins synthétiques, décrits par quelques paramètres-clé, pourrait permettre une plus grande généralité, ainsi qu'une étude couplée entre caractéristiques du bassin versant et caractéristiques de la réglementation. Cependant, après réflexion, nous avons abandonné cette voie, ou du moins nous l'avons renvoyée à des recherches ultérieures, en raison de la complexité d'une analyse couplée bassin versant-réglementation : alors qu'une réglementation peut-être décrite par quelques paramètres (le type, la valeur de la contrainte, éventuellement la méthode de dimensionnement des TA), les caractéristiques principales pour définir un bassin versant et son occupation sont très nombreuses, et les conséquences de cette multiplicité sont importantes : en premier lieu, elle oblige à avancer arbitrairement de nombreuses hypothèses²³ ; en deuxième lieu, la lecture des résultats est délicate, en raison du nombre de paramètres pris en compte. Goff et Gentry (2006) utilisent six paramètres pour décrire le bassin versant (section 4.2.1), et même s'ils limitent le nombre des valeurs considérées pour chaque paramètre à 2 ou 3, l'analyse des résultats est difficile, tant dans la représentation que dans l'interprétation. En conclusion, notre choix d'utiliser des bassins réels est le résultat d'un équilibre entre la généralité d'une part, la simplicité de la démarche et la lisibilité des résultats de l'autre.

Nous avons travaillé sur deux bassins versants (le bassin de la ZOH en région parisienne et le bassin des Gohards à Nantes), ayant des caractéristiques similaires en termes de taille (1.8 km² et 4.5 km²), de degré d'urbanisation (30% à 40% de surfaces imperméables dans les deux cas, réparties sur l'ensemble du bassin versant), de pluviométrie (même si les deux bassins ne sont pas proches, les deux régions

23. Par exemple, Goff et Gentry (2006) considèrent un bassin versant « classique » et un bassin « allongé ». Ils décrivent la différence entre les deux par le facteur de forme $R_f = A/L^2$, avec A la surface du bassin et L sa longueur maximale, mesurée à partir de l'exutoire. Ils fixent la valeur de R_f à 0.32 pour le bassin classique, et à 0.18 pour celui allongé. Alors que cette démarche est parfaitement acceptable et pertinente, elle comporte néanmoins quatre hypothèses, plus ou moins fortes et plus ou moins justifiées : que la forme du bassin versant est une caractéristique significative pour l'étude du CS, qu'elle est bien décrite par le facteur de forme R_f , que deux types alternatifs de bassin représentent suffisamment bien la variabilité des bassins versants réels, que ces deux types correspondent aux valeurs de R_f 0.32 et 0.18.

sont soumises à un climat d'influence océanique). Du point de vue de la généralité, l'objectif évident de la comparaison entre les deux bassins est de pouvoir vérifier si une observation faite sur un des terrains peut avoir une portée plus large, ou est déterminée par des caractéristiques spécifiquement locales. Travailler sur plus de sites est apparu peu réaliste compte tenu de la demande importante de ressources de la modélisation physique distribuée.

Toujours dans l'optique de conserver une certaine simplicité de la démarche, les scénarios de réglementation que nous allons simuler seront appliqués uniformément à toutes les surfaces imperméabilisées du bassin versant. En pratique, par rapport à nos terrains, notre analyse consistera non pas à répondre à la question : « que se passera-t-il si on y applique une telle réglementation ? », mais plutôt « que se serait-il passé si on y avait appliqué une telle réglementation dès le début de l'urbanisation ? »²⁴. On peut lire cette hypothèse comme un choix d'horizon temporel de l'analyse : nous nous plaçons, en ce sens, au niveau du moyen et du long terme : du moyen terme par rapport aux nouvelles urbanisations, qui sont réalisées *ex-novo* en appliquant la réglementation en vigueur ; du long terme pour les urbanisations existantes, dans lesquelles les TA sont introduites graduellement.

Si l'hypothèse que toutes les surfaces imperméables du bassin versant sont contrôlées par des TA nous permet de ne pas devoir augmenter les « degrés de liberté » de l'analyse en introduisant des variables supplémentaires, elle détermine en revanche une limite considérable. En effet, nous ne pourrions pas observer les superpositions de pics entre les parties contrôlées et non contrôlées du bassin (McCuen, 1979; Faulkner, 1999) ou entre les parties soumises à des réglementations différentes (figure 4.2). Nous pourrions par contre vérifier, en distinguant entre surfaces imperméables contrôlées et perméables non contrôlées, l'influence de ces dernières sur le débit de pointe du bassin versant²⁵. En outre, même si nous n'allons pas considérer des scénarios de réglementation non uniformes, la méthodologie que nous allons développer n'empêche pas, *a priori*, de les modéliser et de les simuler.

Les modèles conceptuels. Dans le cas des modèles physiques distribués, notre démarche est une application au CS de modèles existants et largement utilisés dans la pratique de l'assainissement. Dans le cas des modèles conceptuels, au contraire, nous voulons proposer une démarche de modélisation différente : en considérant la ville dans son ensemble, nous pensons qu'il est possible, au moins dans certaines conditions, d'estimer les effets du CS (et donc choisir si et comment l'implémenter) sans décrire tous les détails des échelles inférieures, mais seulement ceux pertinents, à l'échelle

24. En effet, et ce point reviendra dans certains choix méthodologiques, nous ne nous intéressons pas à l'étude de nos deux bassins versants pour déterminer la meilleure réglementation à y appliquer, mais seulement pour les utiliser comme « sites expérimentales ».

25. On rappelle que l'hypothèse sous-jacente aux réglementations de débit est que « si on suppose que toutes les surfaces d'un bassin versant sont drainées par des TA correctement dimensionnées [...], le débit du bassin versant sera égal ou inférieur au débit réglementaire. » (section 7.1.3).

appropriée (approche *top-down*, section 5.3.1). Sans vouloir arriver au développement de tels modèles, notre objectif est de montrer l'intérêt de cette démarche.

Suivant la discussion du chapitre 5, si on veut appliquer une approche *top-down* pour développer des modèles conceptuels du CS, le point de départ peut être l'étude des processus liés au transport dans les réseaux d'assainissement. Si on reprend la liste proposée par Kovacs (1988) et reportée à la fin de la section 5.2, les principaux processus sont :

- la propagation des hydrogrammes ;
- la superposition des hydrogrammes ;
- les influences aval.

Dans le chapitre 10 nous allons prendre en compte le premier de ces processus, la propagation des hydrogrammes, et développer, en particulier, un modèle de l'atténuation des pics de débit.

Le sens de modéliser l'atténuation des pics est le suivant : si deux parcelles identiques sont équipées de la même TA, on peut supposer qu'à *leur* exutoire les hydrogrammes produits seront les mêmes. Cependant, si on ne s'intéresse pas aux hydrogrammes de chaque parcelle (hydrogrammes « locaux »), mais seulement aux contributions qu'elles donnent à l'exutoire du bassin versant (i.e. on passe de l'échelle de la parcelle à celle du bassin, à l'hydrogramme « global »), ces contributions seront différentes suivant le chemin qu'elles ont parcouru dans le réseau. En particulier, le pic d'un hydrogramme est atténué le long de l'écoulement ²⁶ et, en première approximation, cette atténuation augmente avec la distance parcourue dans le réseau. Par conséquent, si l'une des deux parcelles identiques est à proximité de l'exutoire alors que l'autre en est éloignée, la contribution de la première au débit de pointe global sera plus importante que celle de la deuxième. Le modèle que nous allons développer essaye de relier les caractéristiques des hydrogrammes locaux, lorsqu'ils entrent dans le réseau d'assainissement, à leur débit de pointe à l'exutoire du bassin versant. Ce débit de pointe peut être interprété comme la contribution des hydrogrammes locaux au débit de pointe de l'hydrogramme global du bassin versant ²⁷.

Pour arriver à un modèle de l'atténuation, nous allons suivre une démarche empirique : à partir d'une analyse bibliographique, nous allons poser des hypothèses sur les facteurs explicatifs du processus, et sur la forme d'une relation empirique entre ces facteurs et une mesure de l'atténuation. Ensuite, nous allons réaliser une série d'expériences sur un modèle mathématique (les équations de Barré de Saint-Venant) pour vérifier les hypothèses et déterminer les paramètres du modèle.

Quelles sont les implications pour l'étude du CS ? En premier lieu, en disposant

26. On peut penser, par analogie, à l'atténuation des ondes de crue des rivières.

27. En réalité, une telle interprétation doit être faite avec précaution, car nous faisons abstraction des autres processus (superposition des hydrogrammes, influences aval). C'est en raison de cette simplification que notre démarche doit être considérée, pour l'instant, purement exploratoire.

du modèle d'atténuation, nous pourrions déterminer si ce processus est négligeable ou pas aux échelles typiques des bassins versants urbains. S'il ne l'est pas, des TA dans des positions différentes du bassin versant peuvent avoir des impacts différents au niveau de l'exutoire : cela remet en cause le « raisonnement linéaire » et uniforme suivi par les collectivités dans les réglementations (section 7.1.1, équation 7.3). En deuxième lieu, nous allons exprimer les facteurs explicatifs de l'atténuation en fonction des caractéristiques des hydrogrammes locaux qui peuvent être contrôlées par les réglementations : le volume des hydrogrammes (réglementations de volume), et leur débit de pointe (réglementations de débit). De cette façon nous pourrions analyser s'il y a des « conditions favorables » à l'usage d'un type de réglementation ou d'un autre. Cette comparaison des réglementations ne serait pas, comme dans le cas des modèles physiques distribués, liée à un bassin versant déterminé, mais de portée générale.

Chapitre 8.

Modélisation physique distribuée - Méthodologie

La modélisation physique distribuée est une pratique hydrologique consolidée et très riche de développements théoriques, d'applications, d'outils opérationnels. Nous avons essayé de profiter de cette richesse en cherchant les solutions les plus adaptées pour traiter notre question de recherche, en utilisant autant que possible, des solutions classiques en hydrologie urbaine ou en hydrologie. Seulement où les nécessités posées par l'étude des réglementations de rejet l'imposaient, nous avons dû adopter des démarches originales, souvent inspirées par les travaux sur le CS (chapitre 4). Nous allons donc présenter notre méthodologie de modélisation en mettant l'accent sur les pratiques divergentes de l'hydrologie urbaine classique.

8.1. Les bassins versants modélisés

Le choix des deux terrains retenus est basé sur deux critères principaux. Le premier est évidemment la pertinence avec le propos de la recherche : la taille, sur la base de l'analyse du chapitre 5, doit être de quelque km^2 , et le bassin doit être urbanisé. En outre, nous avons recherché des terrains représentatifs de typologies urbaines courantes. Le bassin de la ZOH est un bon exemple de l'urbanisation des plateaux d'Ile-de-France commencée dans les années soixante et soixante-dix et qui se poursuit aujourd'hui. A Nantes, l'urbanisation des années soixante-dix à quatre-vingt-dix et sa mixité d'usages (habitat individuel et collectif, zones commerciales et industrielles) est bien représentée dans le bassin des Gohards. Le deuxième critère que nous avons appliqué est la disponibilité de données hydrologiques (mesures de pluie et de débit). Les principales caractéristiques, ainsi que les données disponibles, des deux bassins versants sont résumées dans le tableau 8.1 ; les figures 8.1 et 8.2 représentent des plans des deux bassins et des profils des réseaux¹.

1. Pour des informations supplémentaires sur les deux terrains, nous renvoyons le lecteur à Petrucci et al. (2012b) pour la ZOH, et à Morena (2004) pour les Gohards.

Bassin	ZOH	Les Gohards (Morena, 2004)
Lieu	Région parisienne, SIVOA	Nantes
Exutoire	Lacs de Viry, Seine	Réseau hydrographique (ruisseau des Gohards, rivière de l'Aubinière, Loire)
Surface (A) (ha)	451	178
Urbanisation	Très variée (habitat individuel et collectif, zones commerciales, industrielles, boisées)	Très variée (habitat individuel et collectif, zones commerciales, industrielles, maraîchères)
Coefficient d'imperméabilisation	0,31	0,38
Réseau	Séparatif	Séparatif
Linéaire réseau pluvial (km)	5 (réseau SIVOA)	14,8 (total)
Plus long chemin en réseau (L) (km)	≈ 5	≈ 3 (deux branches principales)
Pente	0.06% (premiers 4 km) ; 3.9% (dernier km)	0.79%
Forme du BV (A/L^2)	Allongée (0.18)	Allongée (0.20)
Mesures de débit	2 mois au point B (automne 2009) 49 jours au point A et 17 au point C (printemps 2010) (voir fig. 8.1)	5 ans à l'exutoire (1999-2003, avec lacunes)
Pluviomètres	1 interne au BV, 3 à proximité	2 internes au BV
Séries de pluie pour simulation	15 ans à Orly (à 9 km du BV)	10 ans sur pluviomètres internes
Coefficients de Montana locaux	Brétigny-sur-Orge (à 5 km du BV)	Nantes-Bouguenais (à 13 km du BV)

Tableau 8.1.: Caractéristiques des bassins versants de la ZOH et des Gohards et données disponibles.

La lecture du tableau 8.1 montre plusieurs similitudes entre les caractéristiques des deux bassins versants : l'urbanisation (typologie et pourcentage imperméabilisée), la forme du bassin, etc. Il y a pourtant deux différences principales : le type d'exutoire et la pente.

La différence d'exutoire n'a pas de conséquences majeures sur la modélisation du bassin, mais elle imposera des différences importantes dans les objectifs de la gestion des deux bassins. Dans un cas (la ZOH), le milieu récepteur est constitué par un système de lacs (des anciennes carrières) connecté à la Seine. En l'absence de points de débordements internes au bassin, le problème des inondations ne sera pas significatif, car les lacs pourront absorber sans difficultés les eaux en provenance du bassin versant. Au contraire, dans le cas de Gohards, les eaux pluviales sont envoyées vers un réseau hydrographique qui parcourt plusieurs km (en milieu urbain) avant d'arriver à la Loire.

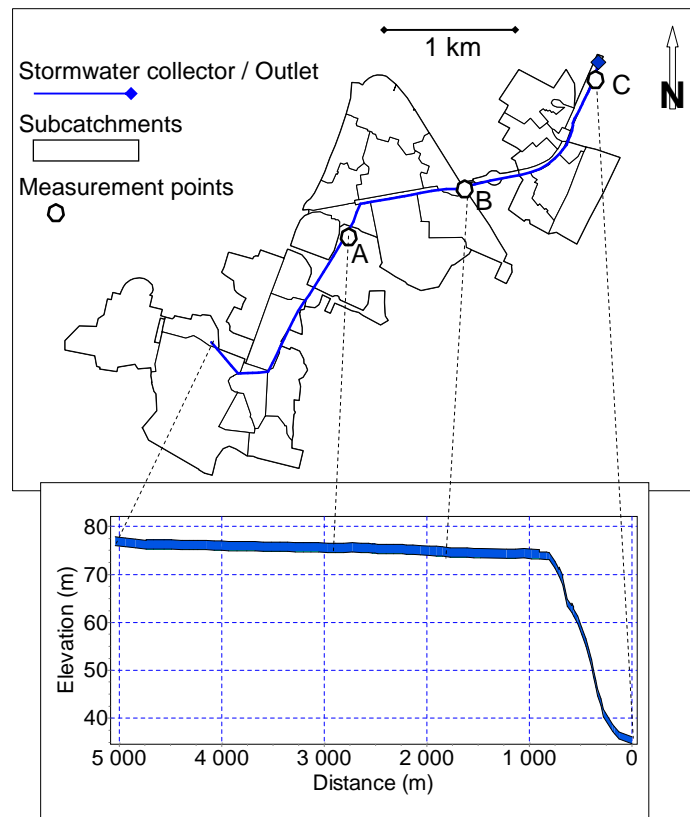


FIGURE 8.1.: Plan du bassin versant de la ZOH et profil du réseau. Source : Petrucci et al. (2012b).

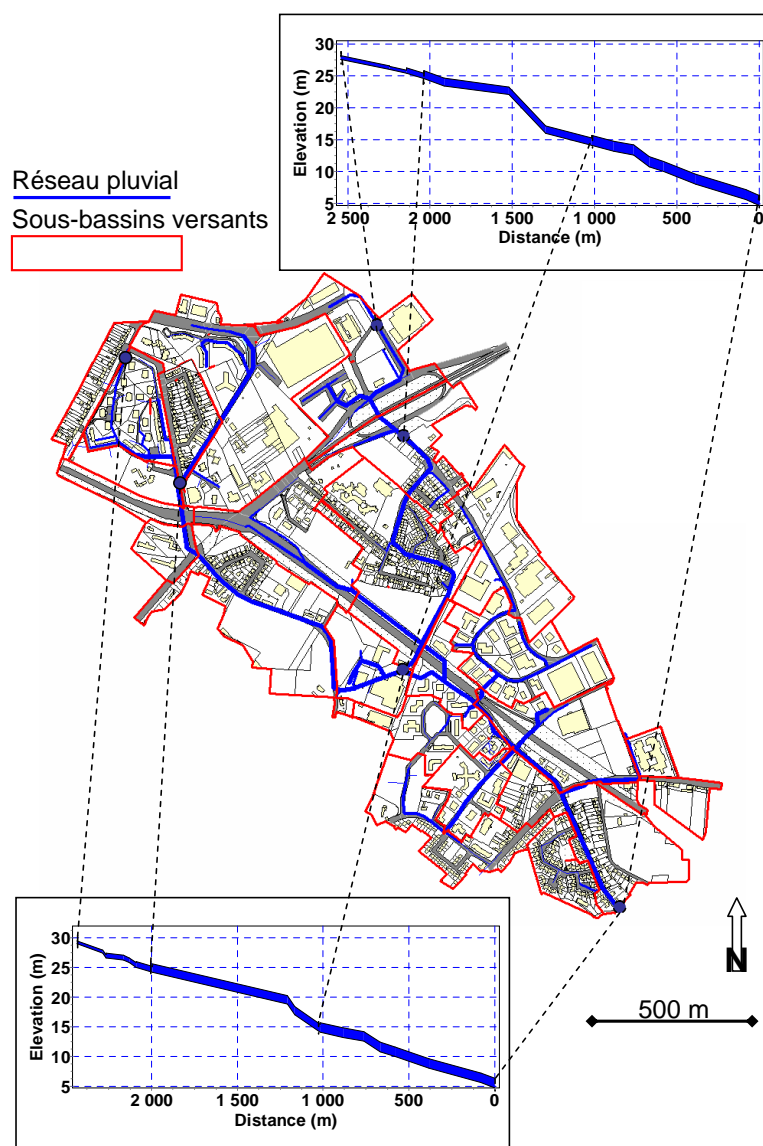


FIGURE 8.2.: Plan du bassin versant des Gohards et profils du réseau. Source du plan : Vale Lara (2011).

Les contraintes sur les débits de pointe à l'aval du bassin seront donc plus strictes, et devront être examinées dans un cadre plus vaste. Cependant, nous allons faire abstraction de cette différence d'objectifs et mener une analyse plus générale, similaire pour les deux terrains (section 8.2).

La deuxième différence est dans la topographie des bassins versants, et elle est très évidente en considérant les profils du réseau dans les figures 8.1 et 8.2. La différence des pentes traduit une différence majeure au niveau de la structure des deux bassins : dans le cas des Gohards, le bassin urbain retrace, dans ses lignes principales, un bassin naturel. Au contraire, dans le cas de la ZOH, la partie de plateau n'avait aucun axe de drainage naturel bien défini : la plupart des eaux devait se stocker dans des points bas et s'infiltrer, tandis que le ruissellement en surface devait se limiter aux événements rares, vers les ouvrages de drainage agricoles. On peut dire que le réseau d'assainissement, dans ce cas, a créé le bassin versant : ce dernier comprend seulement les surfaces qui sont connectées directement ou indirectement au réseau. On peut s'attendre, en raison de cette différence majeure dans la structure des deux bassins versants, à des différences importantes dans leur comportement.

Au niveau des mesures de débit disponibles (tableau 8.1), nous sommes confrontés à deux cas très différents. Le bassin des Gohards a été instrumenté par un laboratoire de recherche en tant que site expérimental (IFSTTAR). Par conséquent, une longue campagne de mesures a été réalisée, avec des soins particuliers dans l'équipement et la surveillance des instruments, dans la validation des données, etc. Pour la ZOH, au contraire, nous ne disposons que de campagnes ponctuelles réalisées par le gestionnaire du réseau ou en maîtrise d'ouvrage. Les séries de mesures sont beaucoup plus courtes et moins soignées, ce qui implique une fiabilité moindre, ou du moins une qualité moins constante (les séries pluie-débit disponibles pour la ZOH, ainsi qu'un échantillon de celles des Gohards, sont présentées en annexe A). L'incertitude liée aux mesures de débit sera traitée brièvement dans la section 8.4, mais elle apparaîtra surtout au niveau des résultats (section 9.1).

Enfin, nous disposons pour les deux terrains de séries de pluie durant plusieurs années (dans les deux cas à un pas de temps de 5 minutes) et de coefficients de Montana locaux. Nous pouvons donc comparer les deux terrains en termes de pluviométrie, pour les pluies extrêmes en utilisant les coefficients de Montana, pour celles courantes à partir des séries. Dans la figure 8.3 sont reportées les hauteurs d'eau en fonction de la durée de pluie pour une période de retour de 10 ans. Du premier graphique (durées allant de quelques minutes à quelques heures) on voit que, pour les pluies courtes et intenses — les orages — il n'y a presque pas de différence entre les deux bassins. Au contraire, les pluies longues et peu intenses (second graphique), avec des durées de plusieurs jours, sont nettement plus importantes à Nantes qu'en région parisienne. Pour les événements courants, nous avons tracé, à partir des séries de pluie disponibles, la fréquence empirique des événements pluvieux en fonction de la hauteur

d'eau précipitée (figure 8.4). On observe encore une fois que le bassin des Gohards est soumis à des pluies plus importantes que celui de la ZOH : à même fréquence, les hauteurs d'eau précipitées sont supérieures².

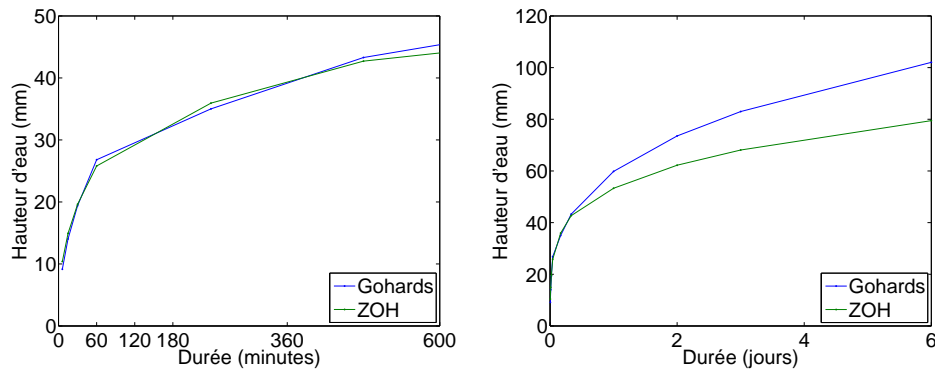


FIGURE 8.3.: Hauteur d'eau en fonction de la durée pour des pluies de période de retour $T = 10$ ans.

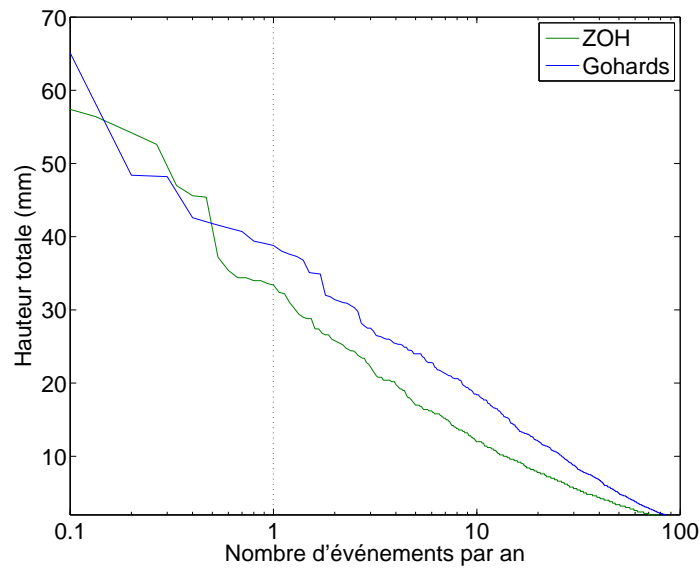


FIGURE 8.4.: Fréquence des évènements pluvieux en fonction de la hauteur d'eau à partir des séries de données disponibles.

2. Cela est valable, approximativement, pour les évènements avec des fréquences supérieures à l'annuelle (à droite de la ligne pointillé dans le graphique). Pour des évènements plus rares, la tendance est moins nette, mais nos échantillons sont trop restreints pour pousser l'analyse plus loin.

8.2. L'objectif de la modélisation : courbes DC et indicateurs

L'évaluation des performances du CS doit partir des impacts de l'urbanisation sur le cycle de l'eau qu'il essaye de compenser (chapitre 1). L'impact sur l'état du milieu récepteur (chimique, biologique, écologique), les débordements de réseau, les coûts de construction et d'entretien, les effets sur l'îlot de chaleur, etc. devraient être quantifiés. Pratiquement, cela aujourd'hui n'est pas faisable : parfois, même un lien causal entre le CS et ces phénomènes peut être difficile à établir. Cependant, on peut obtenir de nombreuses informations sur le comportement d'un bassin versant en analysant son régime hydrologique, qu'on peut définir en termes de fréquence des débits de ruissellement, et représenter par les courbes de débits classés (DC, figure 1.3). Par exemple, l'érosion des cours d'eau, qui a des conséquences importantes sur leur état écologique, ou les volumes annuels empruntant un déversoir d'orage sur un réseau unitaire, peuvent être estimés à partir des courbes DC (section 1.1). De plus, travailler sur l'analyse des débits permet de se situer dans un contexte scientifique très développé (outils bien développés et validés, données relativement abondantes). Toutefois, l'analyse des débits ne constitue qu'un point de départ et, si on veut arriver à évaluer une réglementation de rejet, les courbes DC doivent être *interprétées*.

L'interprétation des courbes DC est une opération qui doit être réalisée localement. Il n'existe pas de critère unique permettant de classer les courbes DC correspondantes aux différentes alternatives en ordre de préférence. Si l'on peut considérer que la réduction des débits de pointe pour des événements extrêmes est un objectif général, selon les configurations locales pour les événements courants (i) il peut être préférable de minimiser les débits (lutte contre l'érosion), (ii) de les maximiser (augmentation de la fréquence d'alimentation d'un petit cours d'eau), (iii) ou bien de ne considérer que les débits supérieurs à un seuil (cas d'un déversoir d'orage).

Dans notre analyse, on fera l'hypothèse que des alternatives produisant des débits plus faibles pour chaque fréquence sont préférables, dans une logique de compensation des effets de l'urbanisation. Mais il faut garder à l'esprit que, dans une analyse visant vraiment à définir une réglementation pertinente pour un territoire donné, cette hypothèse doit être remplacée par des critères établis localement.

Remarques sur la construction des courbes DC. L'usage des courbes DC pour évaluer les réglementations est un des aspects principaux de notre méthodologie d'analyse : même si ces courbes ont déjà été utilisées pour des propos similaires (e.g. Fennessey et al., 2001; Konrad et Burges, 2001), elles ne sont pas répandues dans des utilisations opérationnelles, alors qu'elles facilitent l'interprétation du régime hydrologique d'un bassin versant, et permettent la comparaison entre des réglementations

alternatives. Toutefois, des précautions doivent être prises dans leur construction.

La critique principale portée à l'exploitation de ces courbes est leur sensibilité au contexte climatologique : Vogel et Fennessey (1994) montrent en particulier que, sur un même site, les extrêmes des courbes DC sont très sensibles à un contexte sec (peu d'événements pluvieux) ou humide (nombreux événements pluvieux peu intenses), ainsi qu'à l'événement pluvieux le plus important. C'est pourquoi ils conseillent, au lieu de produire une courbe DC unique pour une période donnée, de construire des courbes DC annuelles. A partir d'un certain nombre de ces courbes annuelles il est possible de réaliser des analyses de fréquence.

Nous avons repris la méthode conseillé par Vogel et Fennessey (1994) pour la détermination des courbes annuelles : à partir des n mesures Q_i , classées par débit décroissant ($n = 105\,120$, pour une année de mesures à pas de temps 5 min), nous avons calculé pour chaque fréquence de dépassement p , le débit correspondant Q_p :

$$Q_p = (1 - \theta)Q_i + \theta Q_{i+1}$$

avec i la partie entière de $(n + 1)p$ et $\theta = ((n + 1)p - i)$. Cette procédure est un bon compromis entre simplicité de calcul et robustesse de la courbe DC estimée (Vogel et Fennessey, 1994). A partir de ces courbes annuelles, ensuite, nous avons calculé les percentiles de la distribution de chaque valeur de Q_p . Ainsi, nous avons pu remplacer, dans l'analyse, les courbes DC par des *courbes DC médianes annuelles*, complétées par les percentiles à 10% et 90% (figure 8.5). Ce choix permet d'obtenir des estimations plus robustes du régime hydrologique mais aussi, grâce aux percentiles, d'avoir une estimation de sa variabilité interannuelle. Pour permettre la lisibilité des résultats nous ne tracerons pas les percentiles dans les comparaisons entre courbes DC médianes, mais seulement dans l'analyse des indicateurs (voir ci-après).

Même avec ces précautions, les extrêmes des courbes restent sensibles à des faibles variations dans les données (précision des instruments pour les mesures, erreurs du modèle pour les simulations). Pour cette raison nous avons choisi de limiter le calcul des courbes à un seuil de $10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ pour les débits et à 0.1% pour les fréquences, ce qui revient à négliger, dans la présentation des courbes, des débits qui se produisent pour moins de quelques heures par an (8.76 heures). Ces seuils nous semblent acceptables pour l'étude du régime hydrologique annuel de bassins versants de plusieurs km^2 .

Enfin, il est important de signaler une limitation importante des courbes DC : elles agrègent des événements qui se sont produits dans des contextes climatologiques différents. En particulier, elles ne peuvent pas traiter les variations saisonnières du comportement d'un bassin versant. Nous avons indiqué ce point comme une perspective importante dans l'analyse du CS (section 4.2.2). Sa prise en compte dans des études ultérieures, imposera de compléter les courbes DC annuelles par d'autres méthodes d'analyse.

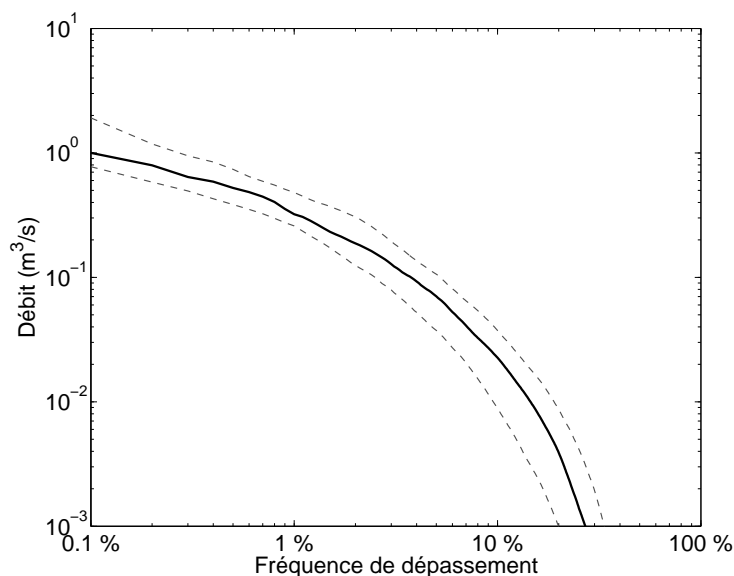


FIGURE 8.5.: Exemple de courbe des débits classés (DC) médiane annuelle, avec percentiles à 10% et 90%. Calcul sur 15 ans de données avec un pas de temps de 5 minutes.

Les indicateurs. Notre propos est de comparer des scénarios de réglementation sur les deux terrains modélisés. Cette comparaison est basée sur les courbes DC, mais pour comparer des nombreux scénarios et dans un souci de lisibilité, un jeu de quatre indicateurs a été défini qui permet de décrire les dites courbes (figure 8.6) :

- f_0 représente la fraction de temps pendant laquelle on peut observer un débit à l'exutoire du bassin versant ;
- $Q_{10\%}, Q_{1\%}, Q_{0.1\%}$ représentent les valeurs de débit qui sont dépassées, respectivement, 10%, 1% et 0.1% du temps.

Au delà des courbes DC, d'autres indicateurs peuvent aider à comparer les scénarios de réglementation. En premier lieu, le volume total écoulé annuel V^3 . En deuxième lieu, il est important de considérer aussi le fonctionnement du bassin versant lors d'événements rares. Les réseaux et les TA sont souvent dimensionnés pour des pluies décennales, et il est intéressant d'analyser le fonctionnement du système dans les conditions de dimensionnement et au-delà ($T=10$ ans et 20 ans) ; la durée des chroniques de pluie qui nous permettent de construire les courbes DC (10 et 15 ans) ne nous permet pas de le faire (on considère en général que, pour une estimation empirique, il faut des séries d'une durée 2 à 3 fois plus grande que T). Nous allons donc compléter les simulations de chroniques de pluies par des simulations de pluies de projet (e.g. Zimmer et al. (2007)). En particulier, nous allons simuler des pluies de

3. L'indicateur V que nous allons utiliser, comme pour les précédents, est la médiane des valeurs annuelles, complétée par les quantiles 0.1 et 0.9.

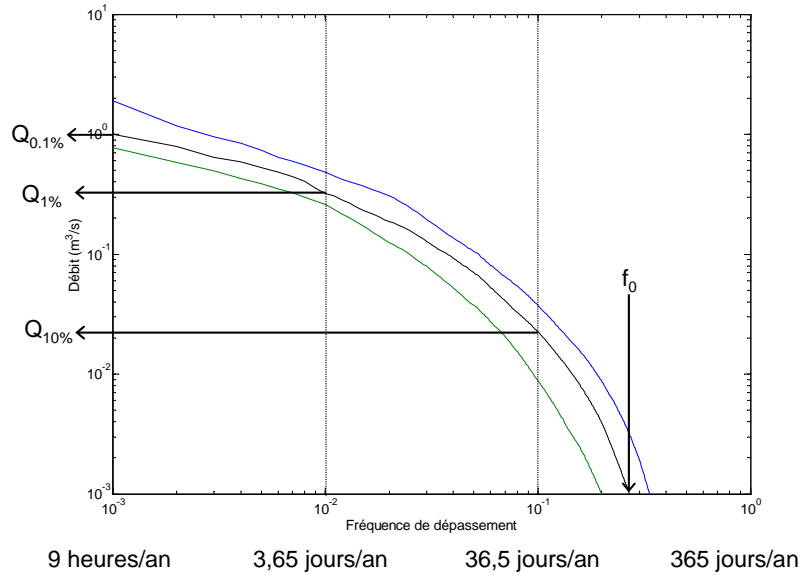


FIGURE 8.6.: Indicateurs décrivant les courbes DC, et interprétation des fréquences annuelles.

projet triangulaires de durée 1 heure (i.e. du même ordre de grandeur des temps de concentration des deux bassins versants) et de période de retour T de 10 ans et 20 ans⁴. Nous définissons donc deux indicateurs supplémentaires, $Q_{T=10}$ et $Q_{T=20}$ qui correspondent aux débits de pointe obtenus lors des deux simulations.

Afin de faciliter la comparaison entre les réglementations et leurs effets, nous allons exprimer tous les indicateurs mesurant un débit en termes de débit spécifique ($\text{ls}^{-1} \text{ha}^{-1}$), par rapport à la *surface imperméable* respective des deux bassins versants (141 ha pour la ZOH, 61 ha pour la ZOH).

Pour résumer, nous utilisons sept indicateurs : f_0 , $Q_{10\%}$, $Q_{1\%}$, $Q_{0.1\%}$, V , $Q_{T=10}$ et $Q_{T=20}$. Nous pouvons les regrouper selon qu'ils décrivent des conditions extrêmes du comportement du bassin, ou des conditions courantes. Ceux qui décrivent des conditions extrêmes, $Q_{T=10}$ et $Q_{T=20}$, sont ceux qui décrivent le mieux les aspects classiques du dimensionnement des réseaux, les débordements, etc. Les autres, f_0 , $Q_{10\%}$, $Q_{1\%}$, $Q_{0.1\%}$ et V , fournissent des informations sur les impacts environnementaux sur le milieu récepteur. Quand, dans l'analyse des résultats, nous parlerons d'« inondations » ou d'« environnement », nous ferons référence à ces deux groupes d'indicateurs.

4. La hauteur d'eau de ces pluies est obtenue à partir des coefficients de Montana locaux disponibles pour les deux terrains. Les valeurs utilisées sont reportées en annexe, dans le tableau A.1.

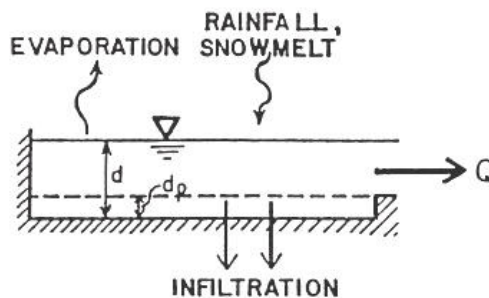


FIGURE 8.7.: Modèle du réservoir dans SWMM. d représente la hauteur d'eau stockée, et d_p les pertes initiales. Source : Rossman (2004).

8.3. Le modèle employé

Nous avons utilisé le modèle SWMM 5 (Rossman, 2004; Gironás et al., 2009). Il s'agit d'un des premiers modèles physiques distribués à avoir été développé, et il est l'un des plus utilisés (Elliott et Trowsdale, 2007). Ses fonctionnalités sont comparables à celles des autres modèles de ce type dont nous avons parlé (MOUSE, CANOE, etc.). La caractéristique qui nous a conduit à choisir ce modèle, est qu'il est en accès libre, et que même le code est accessible. En particulier, le code de calcul peut être facilement intégré à d'autres logiciels (il est contenu dans une librairie *.dll*), ce qui nous a permis d'automatiser les simulations. Cette possibilité a été fondamentale pour le calage (section 8.5).

Comme la plupart des modèles physiques distribués « classiques », SWMM 5 réalise la simulation des écoulements dans le réseau par la solution numérique des équations de Barré de Saint-Venant, tandis que chaque sous-bassin versant est décrit par un modèle non distribué relativement simple. Dans le cas de SWMM, il s'agit d'un modèle de réservoir non linéaire (figure 8.7), avec une équation de sortie donnée par le modèle du plan cinématique (*kinematic plane*, Singh (1988)). Le modèle d'infiltration que nous avons utilisé est celui de Green-Ampt⁵.

Dans un usage habituel de SWMM 5 (voir par exemple les applications proposées par Gironás et al. (2009)), chaque sous-bassin représente une superficie contigüe dont les eaux de ruissellement entrent dans le réseau d'assainissement (ou dans la partie qui en est modélisée) en un même point (l'exutoire du sous-bassin). En d'autres termes, un sous-bassin dans le modèle correspond à un sous-bassin réel. Pour décrire

5. Pour les équations du modèle nous renvoyons le lecteur à la documentation intégrée dans SWMM ou au manuel d'utilisation (Rossman, 2004).

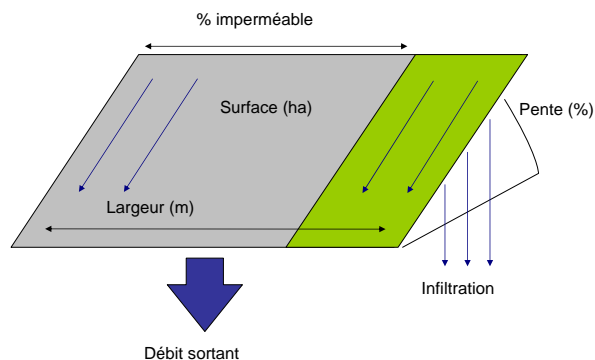


FIGURE 8.8.: Structure d'un sous-bassin « classique » en SWMM.

la diversité des surfaces internes à un sous-bassin, SWMM permet de définir un coefficient d'imperméabilisation (figure 8.8) : sur la fraction imperméable du sous-bassin l'infiltration est nulle, et on peut définir des paramètres différents (pertes initiales, coefficient de Manning) pour les parties perméables et imperméables.

Pour (i) améliorer la description des sous-bassins, et (ii) mieux intégrer les TA dans le modèle, nous avons modifié cette approche. A chaque sous-bassin réel, nous avons fait correspondre quatre sous-bassins dans le modèle, caractérisés par la typologie de surface : toitures, voiries, espaces verts, autres surfaces (figure 8.9).

L'avantage de ce choix, du point de vue de la description des sous-bassins réels dans le modèle, est de pouvoir décrire par des caractéristiques complètement différentes (i.e. non seulement pertes initiales et coefficients de Manning mais aussi, par exemple, la pente ou la largeur du sous-bassin) des surfaces qui ont des propriétés différentes : on peut facilement accepter l'hypothèse que dans un sous-bassin les différentes voiries présentent des caractéristiques uniformes (e.g. la pente), alors qu'il est moins facile d'accepter qu'elles aient les mêmes caractéristiques que les toitures. Dans une zone pavillonnaire, par exemple, on peut supposer que les toitures ont une pente moyenne de 30%, contre quelque % de la voirie. En séparant ces surfaces dans le modèle, elles peuvent être paramétrisées de façon indépendante. En outre, grâce à la disponibilité d'images satellites et de bases de données géographiques urbaines, il est relativement aisé de distinguer toitures, voiries et espaces verts (voir section 8.4). L'existence de surfaces urbaines qui ne sont pas clairement attribuables à une de ces trois catégories

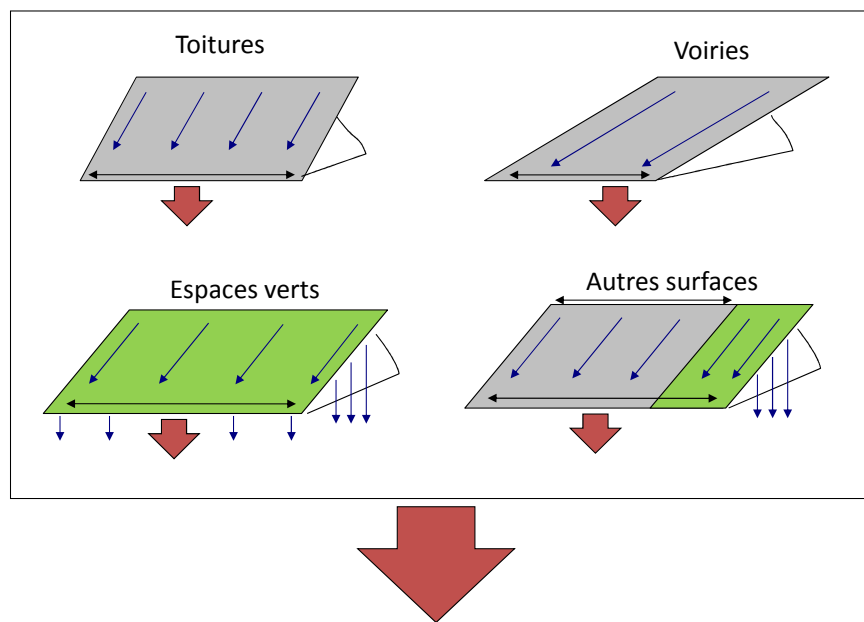


FIGURE 8.9.: Structure d'un sous-bassin représenté en SWMM par typologies de surfaces.

(e.g. sol nu, terrasses, voies d'accès, etc.) nous a porté à introduire la catégorie des « autres surfaces ».

Du point de vue de la modélisation des TA, l'intérêt de ce découpage réside dans la séparation fonctionnelle entre les surfaces : distinguer les toitures des voiries permet de simuler des scénarios où seulement une partie des surfaces est équipée en TA. Par exemple, dans l'étude que nous avons réalisé sur un quartier de Champigny-sur-Marne (Petrucchi et al., 2012a), où nous avons pour la première fois appliqué cette approche, celle-ci nous permettait de modéliser des cuves de récupération des eaux de pluie, qui ne recevaient que les eaux de toiture⁶. De la même façon, une division en sous-bassins assez fine peut permettre de simuler des réglementations non uniformes sur un bassin versant. Nous n'avons pas profité de ces possibilités dans les simulations que nous présentons dans cette thèse, car nous avons considéré seulement des scénarios de réglementation uniformes et appliqués aussi bien sur les toitures que sur les voiries. Cette flexibilité reste toutefois très importante en vue d'autres applications de la méthode.

6. En général, cette approche peut servir dans tous les cas où on s'intéresse à l'effet sur la ville de TA particulières, comme les toitures végétalisées (Palla et al., 2008; Berthier et al., 2010), drainant seulement des surfaces spécifiques. On peut aussi envisager de distinguer, en première approximation, entre domaine public (principalement la voirie) et domaine privé (principalement les toitures) pour simuler l'effet de réglementations n'intervenant que sur l'un des deux.

Les paramètres descriptifs des sous-bassins versants Le modèle de chaque sous-bassin versant dans SWMM comprend 11 paramètres : 3 paramètres géométriques (surface, largeur, pente), 4 paramètres sur l'usage du sol et ses caractéristiques (coefficient d'imperméabilisation, et trois paramètres pour le modèle de Green-Ampt), et 4 paramètres propres aux fonctions de production et de transfert (pertes initiales et coefficient de Manning, pour les surfaces perméables et imperméables).

Sur la base de notre découpage, qui *a priori* multiplie par quatre le nombre de paramètres, les réductions suivantes sont appliquées : le coefficient d'imperméabilisation est de 100% pour la voirie et les toitures, et de 0% pour les espaces verts. Il ne demeure un paramètre variable que pour les « autres surfaces ». Pour chaque sous-bassin versant on ne considère pour les paramètres de production et de transfert que six paramètres : deux pour la voirie, deux pour les toitures et deux pour les espaces verts. Les parties perméables et imperméables des « autres surfaces » peuvent être assimilées respectivement aux espaces verts et à la voirie. Dans la même logique, les caractéristiques des sols peuvent être considérées identiques pour les espaces verts et les parties perméables des « autres surfaces ».

Pour résumer, chaque sous-bassin versant réel correspond à 12 paramètres géométriques (3×4), 4 paramètres pour le sol (coefficient d'imperméabilisation des « autres surfaces » plus les paramètres du modèle de Green-Ampt), 6 paramètres pour les fonctions de production et de transfert (2 paramètres \times 3 typologies de surface). On a donc, au total, 22 paramètres par sous-bassin. La structuration de chaque sous-bassin en ses quatre éléments constitutifs amène à un doublement du nombre de paramètres qui le décrivent.

8.4. Les données disponibles et la préparation du modèle

On peut classer l'ensemble des données utilisées pour la modélisation en deux catégories : les données hydrologiques — pluie et débit —, et les données non hydrologiques (section 5.3). Ces dernières donnent des informations sur la structure du modèle et sur la valeur de certains paramètres, tandis que les premières correspondent aux entrées et aux sorties du modèle. L'annexe A présente les informations relatives aux données et des paramètres utilisés pour le calage.

Les données hydrologiques. Les données de pluie et de débit sont fondamentales pour le calage et la validation du modèle, mais aussi pour la simulation des scénarios. En calage et validation, on utilise des séries pluie-débit synchrones, tandis que pour la

simulation de scénarios il suffit de disposer de séries de pluie ; pour tracer des courbes DC médianes annuelles, elles doivent couvrir plusieurs années.

Typiquement, en milieu urbain, les séries de mesures de débit sont plus courtes et rares que celles de pluie : alors que les pluviomètres sont répandus assez systématiquement dans les zones urbanisées (et on dispose aussi, de plus en plus, de données radar), l'instrumentation d'un bassin versant urbain avec un débitmètre est plus rare. Souvent, les bassins sont instrumentés durant de longues périodes soit pour des études scientifiques (e.g. le bassin des Gohards), soit pour la gestion de bassins de retenue ou d'autres ouvrages spéciaux. En dehors de ces cas, les mesures dont on peut disposer sont, si elles existent, le résultat de campagnes ponctuelles (e.g. la ZOH).

Les incertitudes des mesures peuvent être importantes. Les données issues de pluviomètres peuvent comporter des erreurs de mesures auxquelles s'additionne l'hétérogénéité spatiale de la pluie. Hoppe (2008) estime l'incertitude cumulée entre 5% et 40%. Les mesures de débit en réseau, à partir de mesures de hauteur et de vitesse réalisées suivant les règles de l'art, présentent des incertitudes de l'ordre de 15% à 17%⁷ (Bertrand-Krajewski et al., 2000). Dans le cas des Gohards, où les mesures ont été faites pendant plusieurs années (donc avec des vérifications, des ajustements, des validations, etc.) par un laboratoire de recherche, les incertitudes seront considérées de cet ordre de grandeur. À l'inverse, pour la ZOH, les campagnes de mesures très ponctuelles, pas toujours réalisées avec les soins nécessaires amènent des incertitudes beaucoup plus importantes (dans les données se trouvent des lacunes, des « sauts » dans le débit de temps sec, des oscillations très fortes, etc. Voir annexe A).

Dans notre approche, nous voulons disposer de deux modèles assez proches de bassins versants réels, afin d'obtenir des simulations estimant l'effet de scénarios de réglementation. Les incertitudes des mesures peuvent constituer une difficulté pour la phase de calage des modèles, où nous essayons d'extraire, à partir des données pluie-débit, des informations sur le comportement des bassins versants réels. Lors de la simulation des scénarios, par contre, nous allons utiliser des séries de pluie pour étudier le comportement des modèles modifiés (i.e. intégrant les réglementations). Dans ce cadre l'incertitude des mesures ne constitue pas, *a priori*, un problème majeur.

Outre la qualité des données, leur quantité aussi est significative : alors que pour les Gohards nous aurons le choix entre différentes périodes sur lesquelles réaliser le calage, pour la ZOH nous serons contraints par la disponibilité de mesures. Dans le premier cas, nous pourrions utiliser un jeu de données riche en événements pluvieux importants. Dans le second, pendant les campagnes de mesures, aucun événement important ne s'est produit (annexe A). Nous verrons les conséquences des problèmes de qualité et de quantité des données lors de la validation du modèle de la ZOH.

7. Ces valeurs sont valables pour des hauteurs d'eau supérieures à 20% de la hauteur de la conduite ; pour des hauteurs plus faibles, l'incertitude est beaucoup plus importante.

Les données non hydrologiques. Les données non hydrologiques sont très hétérogènes : elles peuvent inclure les modèles numériques de terrain (MNT), les orthophotographies, les bases de données urbaines (BDU, Rodriguez et al. (2003)), les sondages géologiques, les données géométriques du réseau, les avis des techniciens en charge de l'assainissement, les plans d'urbanisme, etc. Cette variété de supports, de sources, de typologies d'informations et de qualité des données impose un traitement quasiment au cas par cas, principalement manuel. Cependant, pour notre analyse, nous avons essayé d'appliquer la même procédure de traitement aux deux terrains, dans un souci d'homogénéité.

La première étape a été de modéliser le réseau, ou au moins les collecteurs principaux, à partir des plans et des autres données géométriques disponibles. Sur la base des plans du réseau, des MNT et/ou des informations topographiques, des cartes du bâti et de la voirie, ainsi que par des visites des terrains et des photographies, nous avons délimité entre vingt et trente sous-bassins versants et défini leurs connexions au réseau. Ensuite nous avons déterminé la répartition des surfaces de chaque sous-bassin entre toitures, voiries et espaces verts : pour les premières nous avons utilisé principalement les BDU⁸, tandis que pour les espaces verts nous avons utilisé des images satellites. En effet, la délimitation des zones perméables en milieu urbain est peu aisée à partir des BDU, qui souvent ne sont pas très précises sur cet aspect (e.g. la BD TOPO de l'IGN classe en « végétation » seulement les bois de plus de 500 m², IGN (2011)). Au contraire, à partir d'images satellites ou aériennes, le classement des pixels permet de les identifier avec plus de précision (Hill et al., 2003; Mazza, 2008; Ravagnani et al., 2009). Pour garantir le recouvrement de l'ensemble des surfaces, nous avons attribué les aires non classées à la catégorie des autres surfaces. Enfin, à partir du MNT, nous avons calculé les pentes correspondantes aux différentes typologies de surfaces pour chaque sous-bassin.

Les procédures appliquées permettent d'estimer 8 paramètres (surfaces et pentes pour chaque catégorie de surface) sur les 22 qui définissent chaque sous-bassin versant. Ces estimations ne sont pas exemptes d'incertitudes liées tant au niveau de précision des données de base qu'à leur exploitation (Ewen et al., 2006).

Chaque terrain étudié compte de l'ordre de 20 à 30 sous-bassins, soit un nombre de paramètres qui reste à estimer compris entre 300 et 400. D'une part pour faire face aux incertitudes sur l'estimation des paramètres géométriques et d'autre part pour estimer les paramètres qui restent à déterminer, un calage du modèle a été réalisé⁹.

8. L'emprise des bâtiments et de la voirie est une information de base des cartes vectorielles à disposition des collectivités. L'usage d'un SIG permet de croiser automatiquement ces données avec les limites des sous-bassins, en automatisant cette tâche autrement très lourde.

9. Une démonstration intéressante de la nécessité de caler les modèles physiques distribués est proposée par Urbonas (2007).

8.5. Le calage du modèle

Le calage est une procédure d'ajustement des paramètres d'un modèle pour qu'il représente au mieux les phénomènes observés (figure 8.10). Pour caler un modèle hydrologique il est nécessaire de définir, en général :

1. les *données* pluie-débit à utiliser pour la comparaison entre observations et simulations ;
2. le *critère* utilisé pour la comparaison ;
3. l'ensemble des *paramètres* à ajuster ;
4. la *procédure* ou l'algorithme utilisé.

Une des procédures de calage les plus simples est le calage manuel : on dispose des données pluie-débit pour, par exemple, un événement pluvieux, on simule cet événement et on compare visuellement les hydrogrammes mesuré et simulé. Sur la base de cette appréciation on modifie un ou plusieurs paramètres du modèle, et on procède de façon itérative jusqu'à l'obtention d'un résultat satisfaisant (ou on s'arrête lorsqu'on a réalisé un certain nombre d'itérations). Cette procédure est très répandue dans la pratique de l'hydrologie (Rosbjerg et Madsen, 2005) et de l'hydrologie urbaine, pour sa simplicité et son caractère intuitif¹⁰, mais elle pose plusieurs problèmes (Gupta et al., 2005) : entre autres, elle ne permet d'ajuster qu'un petit nombre de paramètres, et sur une quantité restreinte de données (trois ou quatre événements au maximum).

Or, notre modèle contient un nombre très important de paramètres (plusieurs centaines), dont seulement une partie a pu être définie à partir des données non-hydrologiques. En outre, pour disposer d'un modèle capable de reproduire aussi bien les événements courants que les extrêmes, les données de calage doivent être une série d'événements, le plus variés possibles. C'est pour cette raison que nous privilégions une procédure de *calage automatique*, qui remplace les itérations manuelles par un algorithme d'optimisation. Nous allons décrire la procédure utilisée suivant les quatre points énoncés plus haut.

Les données utilisées. Un calage automatique permet d'utiliser des longues séries de mesures pluie-débit, la limite étant le temps de calcul nécessaire au modèle pour faire une simulation. Ce type de calage peut demander de réaliser, en effet, un très grand nombre de simulations du modèle. Nous avons choisi, pour nos terrains, d'utiliser des séries d'environ un mois : pour la ZOH, parce que cela correspondait à environ la moitié des données disponibles¹¹ ; pour les Gohards, où l'on disposait de plusieurs

10. Au cours de notre recherche, nous avons rencontré plusieurs exemples de calage manuel de modèles, tant dans les études des collectivités comme le SIVOA (SIVOA, 2006) ou la Seine-Saint-Denis (Chaumeau, 2011), que dans des travaux de chercheurs (e.g. Simões et al., 2011).

11. Au point B, interne au bassin versant (figure 8.1). Le calage au point C, qui correspond à l'exutoire du bassin, a dû se faire sur seulement une dizaine de jours, en raison du peu de données disponibles. Les données disponibles au point A, situé à l'amont du point B, ont été utilisées

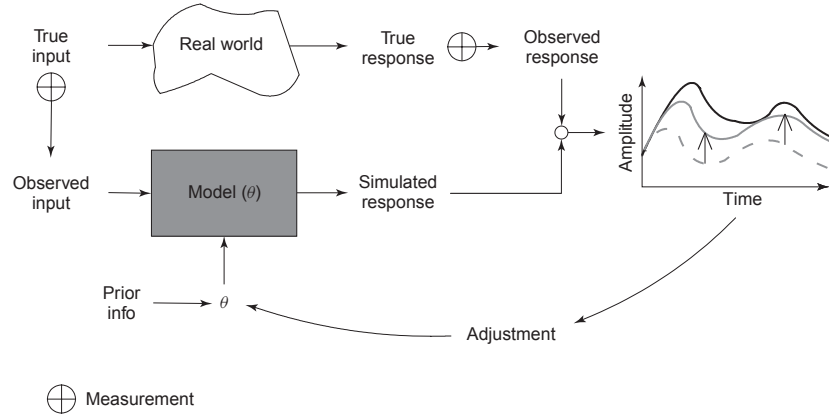


FIGURE 8.10.: Schéma du calage d'un modèle. Les paramètres sont représentés par θ .
Source : Gupta et al. (2005).

années de données, le choix a été dicté par les temps de calcul. Dans un souci de robustesse, nous avons choisi une période riche en événements pluvieux d'intensité et de volume variés. Les données utilisées pour le calage des deux modèles sont présentées en annexe A (figures A.1, A.2 et A.3).

Le critère de comparaison. Le critère de comparaison entre réalité et modèle, pour un calage automatique, doit être une fonction (*fonction objectif*) des données mesurées $Q(t)$ et des données simulées $\hat{Q}(t)$, permettant d'en mesurer la distance¹². Plusieurs fonctions de ce type sont utilisées en hydrologie, chacune représentant mieux certains aspects des hydrogrammes que d'autres : la somme des écarts quadratiques, le critère de Nash, le coefficient de détermination, etc. (Morena, 2004; Gupta et al., 2005; Mourad, 2005). Nous avons choisi d'utiliser une fonction très répandue pour la comparaison des hydrogrammes, qui est le critère de Nash (Nash et Sutcliffe, 1970) :

$$N = 1 - \frac{\sum_t (Q(t) - \hat{Q}(t))^2}{\sum_t (Q(t) - \bar{Q})^2} \quad (8.1)$$

exclusivement pour la validation. Pour plus de détails sur la modélisation et le calage du bassin de la ZOH, voir aussi Petrucci et al. (2012b).

12. Du point de vue mathématique, le calage d'un modèle correspond à la minimisation (ou maximisation, suivant les cas) de cette fonction objectif dans un espace à n dimensions, où n est le nombre de paramètres à ajuster.

où \bar{Q} est la moyenne des observations. Cette fonction varie entre $-\infty$ et 1, avec des valeurs plus élevées pour de meilleurs modèles. Une valeur de 1 indique un accord exact entre le modèle et les mesures, tandis qu'une valeur de 0 signifie que le modèle donne une estimation aussi bonne que la moyenne des observations. La présence de ces deux valeurs de référence a le grand avantage de permettre une comparaison rapide entre modèles différents calés sur des données différentes, ainsi que l'établissement de « niveaux de qualité » des modèles plus ou moins généraux : souvent, on considère qu'un modèle représente bien la réalité lorsqu'il a une valeur de N proche ou supérieure à 0.7 (Crobeddu et al., 2007) ou 0.8. Cependant, la variabilité d'un hydrogramme ne peut être bien représentée par un seul critère numérique (Michel et al., 2006), et une « bonne » valeur du critère de Nash peut cacher des aberrations dans le comportement du modèle. Pour cette raison, il faut être très vigilant dans la mise en place du modèle et de son calage (e.g. en fixant des fourchettes de variation des paramètres « raisonnables »), et il faut vérifier avec soin les résultats de ce dernier (vérification visuelle des hydrogrammes, validation).

Le choix des paramètres de calage. Plusieurs arguments entrent en jeu dans la sélection des paramètres à caler. L'arbitrage principal est entre la nécessité de caler l'ensemble des paramètres du modèle dont la détermination est incertaine, et la limitation au minimum du nombre de paramètres de calage. Cette limitation est nécessaire parce que, même si des algorithmes très performants existent, le nombre de dimensions du problème d'optimisation rend en général plus complexe et plus long le calcul. En outre, les modèles physiques distribués n'ont pas une structure « parcimonieuse » (section 5.3 ; Andréassian, 2005), et plusieurs paramètres peuvent avoir un rôle redondant ¹³. Le calage de deux paramètres redondants ne peut améliorer les performances du modèle.

Après une première étape qui visait à définir les paramètres à prendre en compte pour chaque sous-bassin versant (section 8.3), dans une seconde étape nous cherchons, dans cet objectif d'arbitrage entre limitation du nombre de paramètres et précision de la description du système, des hypothèses réalistes relatives au fonctionnement du bassin versant et du modèle permettant une réduction significative du nombre des paramètres à caler.

Ainsi, sur la globalité du bassin versant, certains paramètres peuvent être considérés uniformes : les coefficients de Manning ou les pertes initiales sur chaque typologie de surfaces dépendent des matériaux et des modes de construction prédominants, qu'on peut considérer homogènes à l'intérieur d'un bassin versant donné. De même, les caractéristiques des sols peuvent être considérées comme constantes ¹⁴. Enfin, on peut

13. Par exemple la pente et le coefficient de Manning dans l'équation de Manning-Strickler, comme exemplifié par Chocat et al. (1997, pp. 155-157).

14. Dans le bassin de la ZOH, il y a une différence significative entre la pédologie du plateau et celle du coteau. Cependant, le coteau occupe environ 5% de la superficie totale du bassin, ce qui nous

considérer que le coefficient d'impérmeabilisation des « autres surfaces », qui représente l'incertitude liée au processus de classification, ne dépend que de la procédure utilisée, et qu'il est donc homogène sur l'aire d'étude.

Il reste donc à caler un seul paramètre « géométrique » pour chaque typologie de surface et pour chaque sous-bassin : la largeur ¹⁵, et à caler de façon globale (i.e. une valeur pour l'ensemble des sous-bassins) les autres paramètres *globaux* qui décrivent les caractéristiques des surfaces (pertes initiales et coefficients de Manning pour chaque typologie de surface, paramètres du modèle d'infiltration, etc.). Cela réduit le nombre de paramètres de calage de 300-400 à une centaine environ (4 pour chacun des 20-30 sous-bassins, plus une dizaine de paramètres globaux, suivant le terrain).

Au delà de ces considérations générales, nous avons adapté le choix des paramètres et la procédure de calage aux deux terrains, et en particulier aux données disponibles. Alors que, pour les Gohards, nous avons des longues séries de mesures à l'exutoire, pour la ZOH on disposait de données enregistrées à des moments différents, et à des points de mesure différents. Cela nous a obligés à mettre en place une procédure de calage *ad hoc*, par parties du bassin versant (Petrucci et al., 2012b). Une liste des paramètres calés pour chaque terrain, avec leurs fourchettes de variations, est reportée en annexe A (tableaux A.2, A.3 et A.4).

L'algorithme de calage Pour réaliser le calage de plusieurs dizaines de paramètres simultanément, il est nécessaire de disposer d'un algorithme d'optimisation performant, capable de déterminer un jeu de paramètres optimal en réalisant un minimum de simulations du modèle. Des nombreux algorithmes sont disponibles, avec des caractéristiques différentes qui les rendent plus ou moins adaptés à traiter des problèmes spécifiques ¹⁶. Nous avons encore une fois choisi l'une des solutions les plus « classiques » en hydrologie qui était compatible avec nos nécessités : un algorithme génétique. Cette famille d'algorithmes a été beaucoup employée en hydrologie pendant ces vingt dernières années (Franchini et al., 1998; Savic et Khu, 2005; Nicklow et al., 2010), même si d'autres alternatives au moins aussi efficaces ont été développées ultérieurement (Solomatine, 1998).

Le principe de fonctionnement des algorithmes génétiques est inspiré de la sélection naturelle : un jeu de paramètres est considéré comme un « individu » (ou un « génome », d'où le nom de l'algorithme) appartenant à une « population » (constituée de plusieurs jeux de paramètres). A chaque individu on peut attribuer une « aptitude évolutive » (*fitness*), qui n'est rien d'autre que la valeur de la fonction objectif correspondante,

a porté à négliger cette distinction.

15. La largeur du sous-bassin W , qui dans SWMM 5 représente l'inverse de la longueur du parcours de l'eau L sur la surface A du sous-bassin : $W = A/L$. Ce paramètre, dont l'estimation *a priori* à partir des données non hydrologiques est difficile, est souvent indiqué comme un paramètre préférentiel pour le calage (Rossman, 2004).

16. Pour les applications des algorithmes d'optimisation à la calibration de modèles pluie-débit voir, entre autres, Franchini et al. (1998); Solomatine (1998); Gupta et al. (2005); Savic et Khu (2005).

calculée en simulant le modèle. Après avoir calculé les valeurs de *fitness* pour tous les individus de la population, on génère une nouvelle population (la génération successive) en gardant les individus les plus performants (la survie des mieux adaptés), en les croisant (reproduction), en les modifiant aléatoirement (mutations). Les deux premiers mécanismes permettent à l'algorithme de converger vers un optimum en quelques générations, tandis que les mutations permettent à l'algorithme de ne pas être « piégé » par un minimum local. En moyennant des ajustements des paramètres de l'algorithme (taille de la population, taux de mutation, etc.), il converge assez rapidement vers un jeu de paramètres *sub-optimal*.

Hormis la rapidité de convergence, l'avantage principal des algorithmes génétiques pour notre recherche est qu'ils ne posent aucune hypothèse mathématique sur le modèle ou sur la forme de la fonction objectif. En effet, de nombreux algorithmes d'optimisation demandent que le modèle et/ou la fonction objectif aient des propriétés de continuité, de linéarité, de dérivabilité, d'existence d'un seul minimum, etc., qui ne peuvent être vérifiées pour les modèles physiques distribués (Nguyen et al., 2001).

Le désavantage de ces algorithmes est que, bien qu'ils puissent converger rapidement vers l'optimum, ils ne peuvent pas, en général, le déterminer, et ils s'arrêtent à une solution *sub-optimale*. Pour cette raison, plusieurs algorithmes dérivés complètent ces derniers de méthodes de recherche locale pour améliorer la solution trouvée (Savic et Khu, 2005). De notre point de vue, le fait de disposer d'un modèle sub-optimal n'est pas - *a priori* - un problème majeur, pour autant que ce modèle simule suffisamment bien le comportement du bassin versant réel. Nous allons donc éviter l'introduction d'un algorithme d'optimisation locale, mais nous allons vérifier la qualité du modèle en validation.

Il y a pourtant un autre point critique lié à l'utilisation d'un modèle sub-optimal dans notre recherche. En effet, si plusieurs jeux de paramètres fournissent la même (ou une très proche) simulation des données mesurées en calage et en validation, ils peuvent donner des résultats différents lors de la simulation des scénarios. Le choix d'un jeu de paramètres ou d'un autre équivalent ne serait donc pas indifférent pour l'analyse. Dans ce cas, on se trouverait dans une situation très proche de celle décrite par l'équifinalité (section 5.3) et on devrait recourir, par exemple, à une méthode de combinaison des sorties des différents modèles (sur l'exemple de GLUE, Beven (2006)). En phase de validation, nous ferons donc un test pour vérifier si des modèles différents issus du calage (ayant des valeurs du critère de Nash de calage et de validation proches) donnent des simulations des scénarios similaires.

Aspects pratiques du calage Une dernière remarque sur le calage automatique est que, même en choisissant un algorithme efficace, pour converger à une solution acceptable plusieurs milliers de simulations du modèle peuvent s'avérer nécessaires. Or, un tel nombre de simulations ne peut être envisagé en ajustant les paramètres

du modèle (SWMM ou un autre) et en lançant les simulations manuellement. C'est la raison pour laquelle nous avons adopté SWMM : son code de calcul peut être intégré à d'autres logiciels, typiquement des environnements de développement et de programmation mathématique, tels Matlab ou Scilab. De cette façon on peut programmer des algorithmes d'optimisation (ou profiter de ceux déjà développés) qui, par le biais de fonctions d'interface, peuvent modifier directement les paramètres du modèle, lancer les simulations et en récupérer les résultats (figure 8.11). De même, une telle intégration permet d'automatiser la simulation de scénarios.

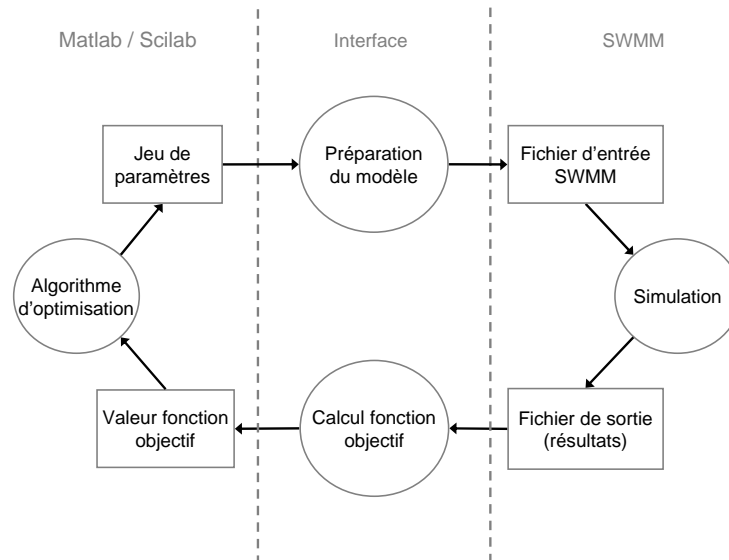


FIGURE 8.11.: Schéma de principe du processus de calage, mettant en évidence le rôle des fonctions d'interface.

8.6. La validation du modèle

La validation d'un modèle est une notion assez générale : elle comprend l'ensemble des procédures qui visent à vérifier la pertinence d'un modèle et/ou des choix et hypothèses faites lors de la modélisation. Ils existent des procédures standardisées de validation du calage qui utilisent les mesures disponibles (*validation sur les données*), mais il est aussi possible de construire des « expériences ad hoc » sur le modèle, qui permettent de vérifier son adaptation au problème traité (dans notre cas, *validation sur les scénarios*).

Validation sur les données. La forme de validation plus classique et formalisée est une procédure, couplée au calage, qui vérifie si le modèle est performant dans la simulation de données autres que celles pour lesquelles il a été calé. La méthode la plus simple (validation externe, ou *split sample validation*, Mourad (2005)), que nous avons adoptée, consiste à diviser l'échantillon des mesures disponibles en deux périodes, l'une utilisée pour le calage, l'autre pour la validation. En simulant la période de validation, on vérifie que les performances du modèle ne sont pas excessivement dégradées par rapport à la période de calage. En effet, même si le modèle est à base physique, on ne peut pas juger de la pertinence du calage à partir des valeurs des paramètres calés : d'une part, parce que ces paramètres sont ceux qui n'ont pas pu être estimés à partir de mesures sur le terrain et pour lesquels, donc, une forte incertitude persiste ; d'autre part, parce que les valeurs issus du calage perdent leur sens physique pour devenir des variables d'ajustement. Cela est particulièrement vrai pour les modèles sur-paramétrés, où l'effet d'un paramètre sur les sorties peut être compensé par l'effet d'un autre paramètre. Un risque associé aux modèles sur-paramétrés et consécutif à ces compensations est une mauvaise performance en dehors de la période de calage (Gaume, 2006). C'est pourquoi la validation externe est particulièrement importante dans notre cas : elle permet de vérifier qu'un bon résultat de calage n'est pas le fruit de la sur-paramétrisation et, en dernier lieu, un artefact mathématique.

Pour nos deux bassins versants, comme pour le calage, nous avons adapté la procédure de validation aux données disponibles. Pour la ZOH, nous avons réalisé un calage par parties du bassin versant (points B et C, figure 8.1), et pour chacun de ces calages nous avons réalisé une validation sur environ la moitié des données disponibles. Nous avons aussi réalisé une validation supplémentaire avec les mesures qui étaient disponibles au point A, à l'amont des points B et C (figure 8.1). Pour les Gohards, où nous avons réalisé le calage sur un seul mois de mesures (en automne), il était important de vérifier que ce choix n'introduisait pas de biais systématique sur les simulations, et que le modèle était donc acceptable aussi pour les autres périodes de l'année. Pour cette raison, au lieu de calculer la valeur du critère de Nash pour l'ensemble de la période de validation, nous avons préféré travailler par saison, afin de mettre en lumière des problèmes systématiques éventuels. En raison des lacunes dans les données, nous avons retenu seulement les saisons pour lesquelles au moins 60 jours de mesures étaient disponibles. Les résultats de cette validation sur les données sont présentés, avec les résultats du calage, dans la section 9.1.

Validation sur les scénarios. La finalité de la validation sur les données est de répondre à la question : « le modèle est-il capable de reproduire le comportement du bassin réel tel qu'il est représenté par les données disponibles ? ». Or cette question, qui est toujours importante en modélisation, n'est pas la plus importante dans le cadre de notre recherche : il est vrai que nous souhaitons avoir des modèles fidèles à la réalité, mais ce qui nous intéresse le plus est d'avoir des estimations cohérentes et

vraisemblables de comment le comportement d'un bassin évolue lorsqu'on lui applique une réglementation de rejet. La question est donc la suivante : « les résultats de la simulation de scénarios sont-ils robustes par rapport au modèle choisi, aux données utilisées, au calage réalisé ? ».

En particulier, nous avons vu que les algorithmes génétiques ne permettent pas d'obtenir le modèle optimal, mais seulement un modèle sub-optimal. En principe, des modèles sub-optimaux ayant des performances similaires en calage peuvent avoir des paramètres très différents¹⁷ et peuvent, *a priori*, donner des résultats très différents lors de la simulation de scénarios. Cela peut être le cas aussi si le modèle n'est pas suffisamment « déterminé » par les données disponibles : si, lors des simulations des scénarios, on considère des événements très différents par rapport à ceux présents dans les données de calage, les différents modèles peuvent afficher des comportements divergents. Dans ces cas, même un modèle ayant des valeurs du critère de Nash très élevés en calage, ne saurait nous donner des résultats fiables dans la simulation de scénarios. Au contraire, si plusieurs modèles — assez bons en calage mais avec des paramètres différents — donnent des simulations de scénarios proches, nous pouvons être confiants dans la robustesse des résultats : avoir à disposition le jeu de paramètres *vraiment* optimal, ne donnerait pas de résultats significativement différents.

Pour réaliser une « expérience » de validation en ce sens, nous avons profité du fait que les algorithmes génétiques fournissent non seulement un jeu de paramètres optimisé¹⁸, mais aussi une « population » : cette population de jeux de paramètres en comprend certains qui, tout en étant différents de celui « optimisé », ont des performances proches. Nous avons donc trié les populations issues du calage pour trouver les dix meilleurs modèles pour chaque terrain, et nous avons vérifié qu'ils présentent des valeurs du critère de Nash proches (non-inférieur au meilleur Nash obtenu moins 0.05). Pour chacun de ces modèles, nous avons réalisé des simulations sur trois cas : le modèle sans modifications (cas de référence), un scénario de réglementation de débit ($q^* = 5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$) et un scénario de réglementation de volume ($i^* = 10 \text{ mm}$). Nous noterons par la suite les avec le symbole * les contraintes imposées par les réglementations de rejet, q^* identifiant les débit réglementaires en $\text{l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ et i^* les volumes réglementaires. Nous avons comparé les courbes DC issues de ces simulations avec celles du meilleur modèle issu du calage. La comparaison, sur une année, visait à vérifier si l'écart entre les courbes était inférieur à l'incertitude des mesures de débit (section 8.4). Les résultats de cette démarche sont présentés dans la section 9.1.1.

17. Au sens des travaux sur l'équifinalité (Gupta et al., 2005; Beven, 2006), ces modèles sont des « *behavioural models* ».

18. On le rappelle : il s'agit seulement du meilleur modèle sub-optimal trouvé par l'algorithme.

8.7. La construction des scénarios

Pour construire des scénarios de réglementation, il est nécessaire de modifier le modèle calé pour qu'il simule le comportement de TA installées dans les sous-bassins versants. Une description précise des TA n'est ni possible ni envisageable, car elle demanderait trop de données et/ou trop d'hypothèses (en phase de planification) sur le développement de l'urbanisation et sur les ouvrages réalisés. En voulant simuler les effets des réglementations dans le long terme, nous avons fait l'hypothèse simplificatrice que les réglementations sont appliquées partout et « correctement » (les TA sont bien dimensionnées et bien entretenues). Nous allons aussi supposer que l'urbanisation du bassin versant ne subit pas d'autres modifications¹⁹.

Pour intégrer les TA dans SWMM, nous allons modifier le modèle des sous-bassins versants. En particulier, nous allons modifier la structure (pour les réglementations de débit) ou les paramètres (pour les réglementations de volume) de chaque sous-bassin pour représenter le comportement d'une TA installée à l'aval de celui-ci. Nous avons testé cette méthode sur le cas de Champigny, où nous avons augmenté les pertes initiales des toitures pour représenter l'installation de cuves de récupération d'eau de pluie (Petrucci et al., 2012a). Les résultats étaient, dans ce cas, en bon accord avec les mesures à l'exutoire du bassin versant.

Il y a sûrement une approximation en considérant les TA à l'échelle des sous-bassins, et non à l'échelle des parcelles. En particulier, en augmentant le plus long parcours de l'eau à l'amont de la TA. Cependant, cette description correspond au cas où la réglementation est respectée d'une façon « agrégée », ce qui est relativement commun (i.e. au niveau d'une ZAC, d'un lotissement, etc. et non pas des parcelles individuelles). En outre, Goff et Gentry (2006) ont montré que, pour les bassins de retenue, la taille des zones amont a, certes, un impact sur le ruissellement, mais cet impact reste limité par rapport à celui d'autres caractéristiques du bassin versant et de l'urbanisation (section 4.2.1).

Les réglementations de débit. Nous avons simulé, pour chaque terrain, des réglementations de débit imposant un débit réglementaire q^* allant de $q^* = 0.5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ à $q^* = 30 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. Pour les modéliser, nous avons introduit, pour chaque sous-bassin *réel*, un bassin de retenue drainant l'ensemble des eaux ruisselantes sur les surfaces

19. Ce qui correspond à la question, posée dans l'introduction de cette partie : « que se serait-il passé si on avait appliqué au bassin versant une telle réglementation dès le début de l'urbanisation ? » A ce propos, il est intéressant de rappeler une des conclusions de notre travail sur le quartier du Village Parisien à Champigny-sur-Marne (Petrucci et al., 2012a) : même si ce quartier pavillonnaire était déjà complètement urbanisé, l'imperméabilisation a quand même augmenté au cours des trois années qu'a duré l'expérience. L'effet de cette évolution compensait partiellement l'effet des TA installées. Par conséquent, si on voulait étudier des scénarios de réglementation pour le *futur* des bassins versants considérés, il faudrait prendre en compte ce type d'évolution du tissu urbain.

de toiture, de voirie et « autres »²⁰ (figure 8.12). Pour le dimensionnement de ces bassins, en plus de la valeur de débit de fuite imposée par le scénario, nous avons pris en compte une période de retour décennale, la plus répandue dans la pratique. Pour le calcul du volume de stockage, nous avons appliquée une variante de la méthode de pluie qui est présentée en Annexe B, utilisant des coefficients de Montana locaux.

Au delà du volume, il est important de choisir une courbe hauteur-débit $Q(h)$ pour la vidange des bassins. Alors qu'une courbe en « escalier » (aucun débit si le bassin est vide, le débit réglementaire autrement) aurait été un choix raisonnable pour notre étude, nous avons dû utiliser une courbe plus « réaliste » (figure 8.13) pour des questions de modélisation : en effet, une discontinuité dans ces courbes, ou une pente trop raide à l'origine, pose des problèmes purement numériques lors de la simulation des bassins. En particulier, lorsque l'alimentation du bassin est faible (e.g. en phase de décrue), une vidange trop rapide produit des oscillations plein/vide entre des pas de temps successifs. La conséquence la plus évidente est un profil « en dents de scie » des courbes de vidange. Une autre conséquence est une augmentation fictive des volumes écoulés dans le réseau, due aux problèmes d'intégration des équations de Barré de Saint-Venant en présence de ces oscillations rapides en entrée du réseau. Après des tests sur les courbes de type $Q = ah^b$ (a et b étant deux paramètres) proposées par SWMM, nous avons observé que la valeur $b = 0.3$ permettait de réduire au minimum ces problèmes, qui ne se présentaient que pour des valeurs de q^* supérieurs à $10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ pour la ZOH et $15 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ pour les Gohards. Même au delà de ces valeurs, les erreurs ne concernent que les débits très faibles, et n'affectent que les indicateurs f_0 , $Q_{10\%}$ et V . Il sera facile d'identifier les résultats affectés par ce problème en phase d'analyse des résultats (section 9.2.2).

Pour permettre une vidange du réservoir à un débit proche de q^* sur une gamme de remplissages suffisamment étendue $h/h_{max} \geq 0.6$ nous avons choisi d'autoriser un débit maximal (i.e. lors du remplissage complet) supérieur à q^* de 10% ($Q = 1.1 \cdot q^* \cdot A_{imp}$, figure 8.13).

Les réglementations de volume. Les réglementations de volume simulées imposent, pour infiltrer, de stocker préalablement un volume spécifique i^* allant de $i^* = 1 \text{ mm}$ à $i^* = 50 \text{ mm}$. Nous avons représenté ces contraintes par la présence d'une noue à l'aval de chaque sous-bassin imperméabilisé du modèle (toitures, voiries et partie imperméable des autres surfaces). Cette noue, perméable, constitue un stockage pour le ruissellement du sous-bassin correspondant au volume réglementaire i^* , et elle est vidée par infiltration. La figure 8.14 montre un schéma du modèle d'un sous-bassin modifié. La surface occupée par la noue est toujours égale à 1% de la surface du sous-bassin qu'elle draine, et son volume spécifique v^* est calculé en fonction de i^*

²⁰. Dans nos scénarios, les surfaces considérées pour l'application des réglementations sont toujours les *surfaces imperméables* (A_{imp}).

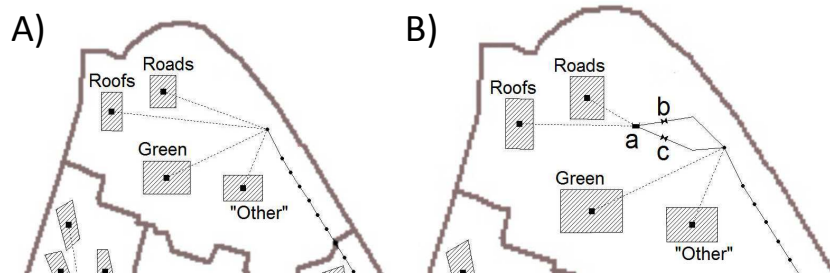


FIGURE 8.12.: Schéma de la modélisation des réglementations de débit. A) représente le modèle d'un sous-bassin sans bassin de retenue. B) représente le même sous-bassin intégrant un bassin de retenue (a). La vidange du bassin se fait par un orifice à la base (b) et un trop-plein (c). Source : Petrucci et al. (2012b).

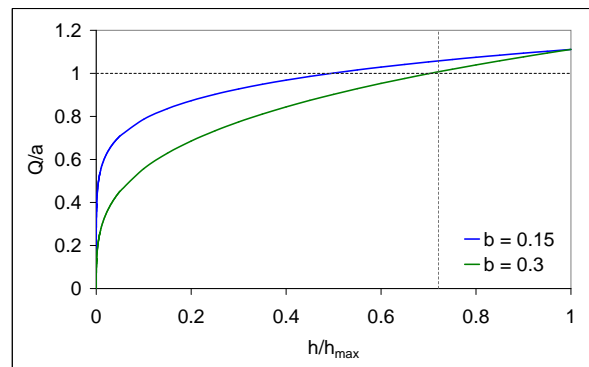


FIGURE 8.13.: Courbes hauteur-débit pour la vidange des réservoirs. Source : Petrucci et al. (2012b).

($v^* = \frac{A_{imp} \cdot i^*}{A_{noue}} = \frac{A_{imp} \cdot i^*}{0.01 \cdot A_{imp}} = 100 \cdot i^*$). L'excès de ruissellement, par rapport à la capacité de stockage et d'infiltration de la noue, est acheminé vers le réseau d'assainissement. Ce schéma de fonctionnement représente bien l'implémentation des réglementations de volume proposée par la ville de Paris (Nezeys, 2010).

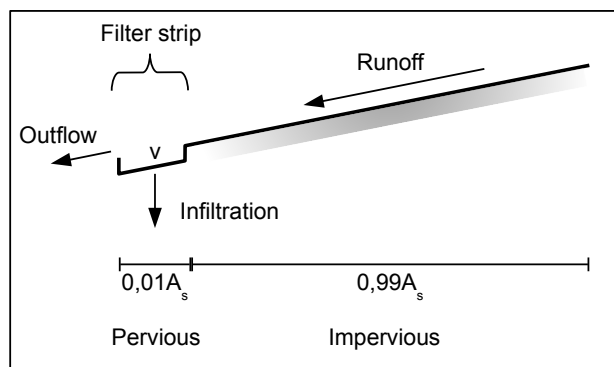


FIGURE 8.14.: Schéma de la modélisation des réglementations de volume. La noue est indiquée « *filter strip* », v indique le volume spécifique désigné ici par v^* . Source : Petrucci et al. (2012b).

Chapitre 9.

Modélisation physique distribuée - Résultats et discussion

« [...] e benché quello che io proporrò sia un particolare [...], appartenente solo alli interessi di Ferrara, tuttavia da questa dottrina particolare bene intesa, si potrà fare buon giudizio di altri simili casi. »

— Benedetto Castelli, Della misura dell'acque correnti, 1628

« [...] et bien que ce que je proposerai soit un cas particulier, appartenant seul aux intérêts de Ferrara, toutefois de cette doctrine particulière, bien entendue, on pourra faire bon jugement d'autre cas similaires. »

— Benedetto Castelli, De la mesure des eaux courantes, 1628

Dans ce chapitre nous présentons les résultats obtenus sur les modèles des bassins versants de la ZOH et des Gohards. La première partie du chapitre est dédiée au calage et à la validation : elle présente les principaux résultats de ces phases, et une discussion de la pertinence et de la fiabilité des modèles développés. Des informations complémentaires sont reportées dans l'annexe A. La deuxième partie est consacrée à la simulation et à l'analyse des scénarios de réglementation. Elle est suivie par une discussion générale des résultats et des conclusions sur l'approche suivie lors de la modélisation. La modélisation et la simulation de scénarios sur le bassin versant de la ZOH sont aussi l'objet de l'article présenté en annexe D (Petrucci et al., 2012b).

9.1. Calage et validation

Pour le modèle de la ZOH nous avons procédé à un calage par parties du bassin versant, en raison de la disponibilité des mesures. Avec les données disponibles au point B (figure 8.1), plus nombreuses et de meilleure qualité que celles des points A et C, nous avons calé les paramètres globaux et l'ensemble des paramètres de la partie amont du bassin versant. La valeur du critère de Nash obtenue lors de ce calage est de $N = 0.78$. La validation correspondante (i.e. réalisée sur la deuxième moitié des données disponibles, non utilisées pour le calage) a donné une valeur $N = 0.75$. Avec les données disponibles au point A nous avons réalisé une validation ultérieure de la partie amont du bassin versant, qui a donné une valeur $N = 0.77$. Ce résultat est très positif pour deux raisons :

- le calage des paramètres globaux n'est pas dépendant de la saison (les données au point B sont enregistrées en automne, celles aux points A et C au printemps) ;
- le modèle est capable de reproduire le comportement du système réel sur la partie amont au bassin (point A) avec une performance similaire à celle du point de calage. Cette propriété du modèle est très importante : elle témoigne qu'il n'y a pas de comportements aberrants, au niveau des sous-bassins, qui se compenseraient entre l'amont et l'aval au niveau de la sortie. Pour simuler des scénarios, il est fondamental que la structure et le comportement du modèle reflètent correctement le fonctionnement du bassin versant réel (Gupta et al., 2005). En outre cette propriété autorise à analyser, lors des simulations, des valeurs des variables aux points internes du bassin. Nous n'utiliserons pas cette possibilité, mais elle pourrait être retenue pour d'autres applications de cette méthodologie.

Enfin, nous avons calé la partie aval du bassin versant avec les mesures au point C. Les valeurs du critère de Nash obtenues en calage et validation sont respectivement, $N = 0.56$ et $N = 0.48$. Nous reprendrons la discussion de ces résultats, synthétisés dans le tableau 9.1, lors de la comparaison avec le bassin des Gohards.

	N calage	N validation
point B	0.78	0.75
point A	—	0.77
point C	0.56	0.48

Tableau 9.1.: Résultats de la validation pour le bassin de la ZOH. Pour la position des différents points de mesure, voir la figure 8.1.

Le modèle du bassin des Gohards a été calé sur la période allant du 25/10/2000 au 23/11/2000. Cette période était particulièrement riche en événements pluvieux (annexe A), ce qui était avantageux pour réaliser un calage rapide et robuste. La

valeur de Nash obtenue est de $N = 0.93$. Cependant, notre doute principal était que le choix d'une période courte et particulièrement pluvieuse aurait pu amener à un modèle moins performant pour des périodes plus sèches, et pour les saisons autres que l'automne. Pour cette raison, nous avons simulé les autres périodes pour lesquelles des données étaient disponibles en procédant saison par saison. Les résultats de cette validation sont présentés dans le tableau 9.2 et dans la figure 9.1. Du tableau et du graphique on peut remarquer que, même si la qualité du modèle n'est pas toujours aussi bonne qu'en calage (le critère de Nash peut passer de 0.9 à des valeurs de l'ordre de 0.7, pour certaines saisons), il n'y a pas de dégradation visiblement liée à la saison. En outre, la valeur de Nash ne descend jamais en deçà de 0.7, ce qui nous permet de considérer acceptable le modèle.

Saison	Année	N. de jours	N
<i>Calage</i> : Automne	2000	30	0.93
Printemps	1999	79	0,72
Automne	1999	75	0,73
Hiver	1999	78	0,85
Printemps	2000	78	0,78
Hiver	2000	81	0,85
Printemps	2002	72	0,85
Été	2002	81	0,89
Automne	2002	89	0,87
Hiver	2002	77	0,84

Tableau 9.2.: Résultats du calage et de la validation pour le bassin des Gohards.

Une vérification ultérieure de l'acceptabilité des modèles vient de la vérification visuelle des hydrogrammes issus du calage et de la validation. Nous en proposons des exemples en figure 9.2, limités à quelque jours pour permettre leur lecture. Dans les quatre premiers graphiques de la figure, on remarque que, aussi bien pour la ZOH que pour les Gohards, le modèle arrive de façon satisfaisante à suivre l'évolution des hydrogrammes, sans comportements aberrants ni difformités évidentes. La forme et les temps des hydrogrammes sont, en général, bien reproduits. Cela, ainsi que les valeurs de Nash obtenus en calage et en validation (proches de 0.8 pour la ZOH, et variables entre 0.7 et 0.9 pour les Gohards) nous conduirait à accepter les modèles issus du calage. Un discours différent doit être fait pour la partie aval du ZOH, dont le calage a donné des valeurs de Nash peu acceptables (autour de 0.5). Le contrôle visuel (dernier graphique de la figure 9.2) montre une raison probable de cette faible performance : alors que le modèle arrive à suivre, plus ou moins, la forme de l'hydrogramme qu'on peut intuitivement à partir des données, ces dernières sont extrêmement irrégulières, avec des fluctuations très importantes. C'est probablement à cause de cette mauvaise qualité

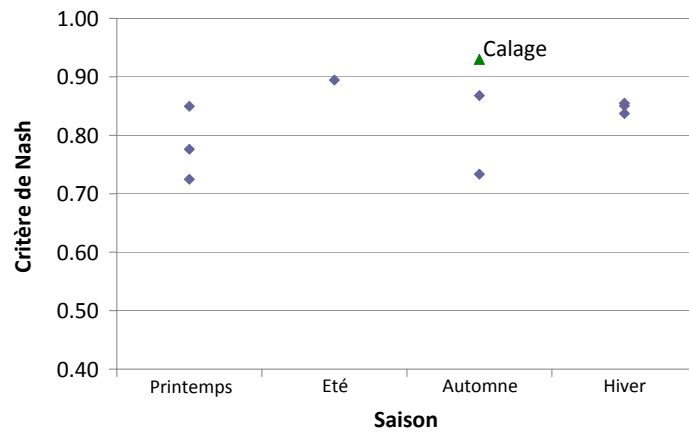


FIGURE 9.1.: Validation du modèle des Gohards. Valeurs de Nash par saison.

des mesures que le modèle n'arrive pas à avoir une meilleure performance. De plus, le calage aval ne concerne que les sous-bassins compris entre les points B et C, soit environ 20% de la surface du bassin versant. Les 80% restants a montré des bonnes performances en calage et en validation sur *toutes* les autres mesures disponibles.

9.1.1. Robustesse du calage

Au delà de la capacité des modèles de reproduire le comportement des bassins versant réels, ce qui nous intéresse est la possibilité de simuler les scénarios de réglementation. Il est donc important que les données disponibles et la méthode de calage que nous avons utilisées permettent d'obtenir un modèle robuste dans ce type de simulation (section 8.6).

En exploitant les « populations » issues de l'algorithme génétique, nous avons construit dix modèles par terrain ayant des performances similaires en calage. A partir de ces dix modèles alternatifs, nous avons simulé le cas de référence (situation actuelle) et deux réglementations, l'une de volume ($i^* = 10 \text{ mm}$), l'autre de débit ($q^* = 5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$), et nous avons tracé les courbes DC correspondantes. Le résultat de cette opération est présenté en figure 9.3. Nous avons aussi tracé dans ces graphiques (lignes noires), à titre de comparaison, les incertitudes de mesure correspondant aux deux terrains : 15% pour les Gohards, 30% pour la ZOH.

L'observation des graphiques montre, pour le bassin versant des Gohards, une

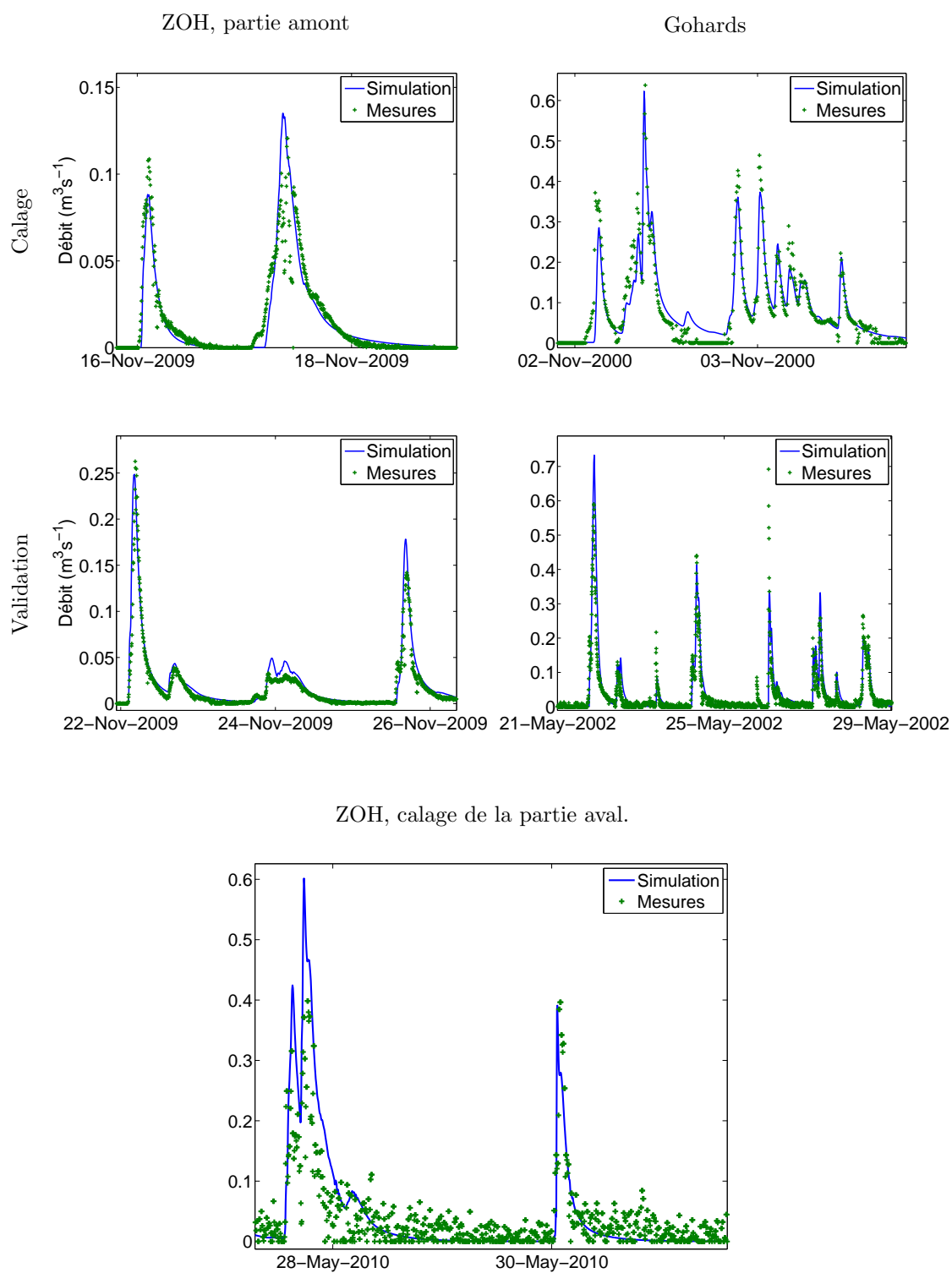


FIGURE 9.2.: Exemples d'hydrogrammes simulés et mesures, pour les périodes de calage et de validation.

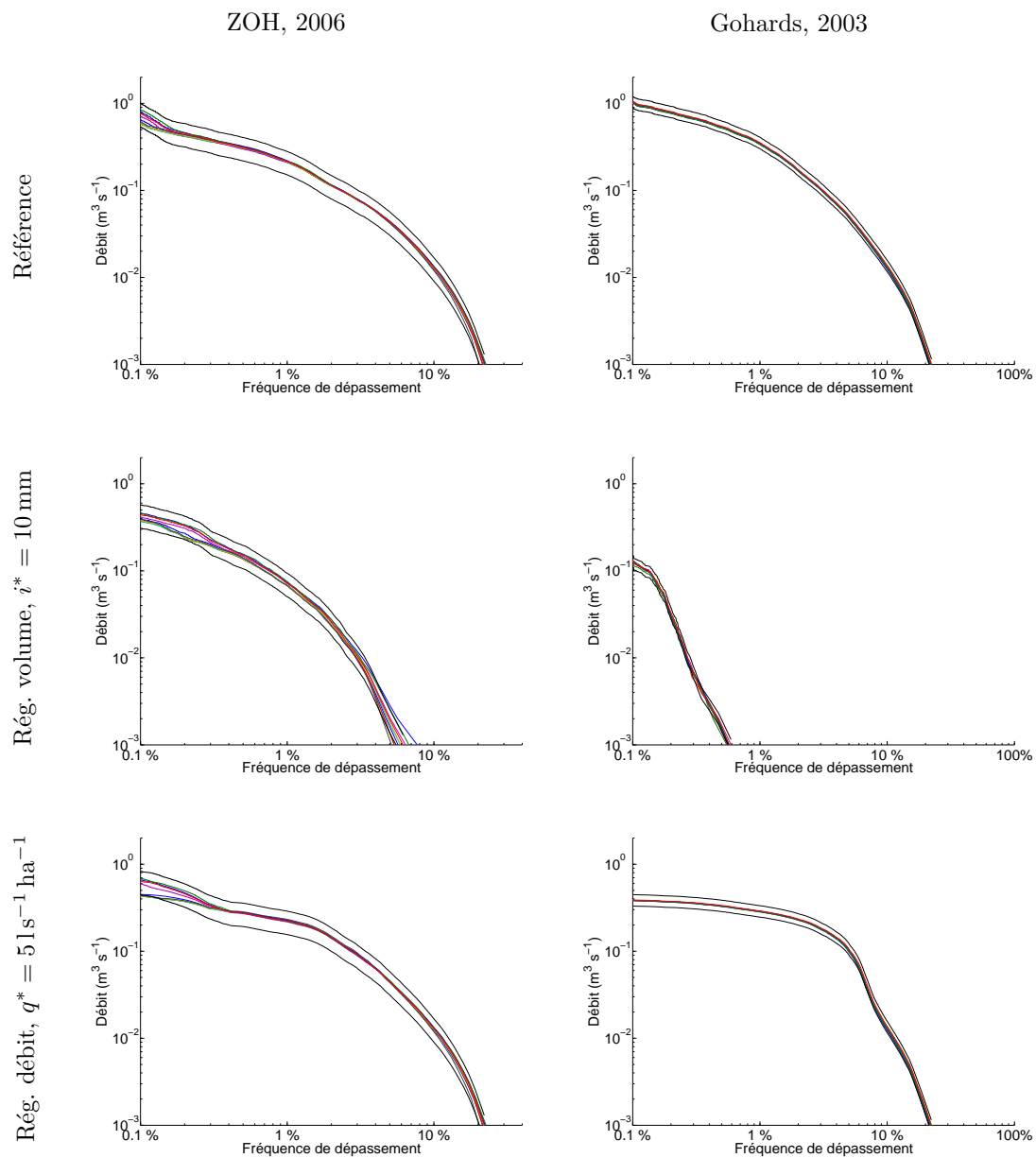


FIGURE 9.3.: Résultats du test de robustesse du calage.

coïncidence très forte des courbes DC simulées, et cela pour les trois cas considérés (référence, réglementation de volume, réglementation de débit). Les simulations sont toujours très proches, et à l'intérieur de l'intervalle marquant les incertitudes des mesures.

Les résultats sont différents pour le bassin versant de la ZOH. Pour le cas de référence et la réglementation de débit, les courbes DC coïncident, mais divergent pour des valeurs de fréquence faibles (débits élevés). Toutes les courbes restent, cependant, dans l'intervalle correspondant aux incertitudes des mesures. Pour la réglementation de volume, par contre, les courbes DC ne coïncident pas nécessairement sur l'ensemble de la gamme de fréquences. Un des modèles donne même une courbe DC significativement différente (au delà des incertitudes des mesures) pour les fréquences élevées. Rappelons que nous avons choisi de considérer comme constantes les incertitudes de mesure alors qu'elles augmentent énormément pour les débits les plus faibles (faible remplissage des canalisations, Bertrand-Krajewski et al., 2000).

La comparaison des deux cas montre des différences de performances significatives. Le modèle de la ZOH s'avère moins satisfaisant : le fait que des variabilités apparaissent pour le scénario de référence (i.e. le modèle sans modifications) aux fréquences faibles, donne un indice sur l'origine probable du problème : des modèles dont les critères de Nash sont proches sur la base des données disponibles montrent un comportement différent dans la simulation des débits élevés. Le calage n'a pas déterminé de façon assez précise le comportement du modèle pour ces fréquences rares.

Si nous comparons les données disponibles pour le calage et la validation des Gohards et de la ZOH (annexe A), nous pouvons comprendre cette indétermination du modèle de la ZOH pour les débits importants. Alors que pour les Gohards nous avons pu choisir une période particulièrement riche en événements pluvieux intenses, cela n'a pas été le cas pour la ZOH : pendant la période couverte par les mesures, aucun événement intense ne s'est produit.

La validation sur les scénarios confirme la double faiblesse de la base de données diagnostiquée dans la phase de calage :

1. les mesures de débit à l'aval du ZOH sont de mauvaise qualité et ne permettent pas d'obtenir des bonnes valeurs de Nash pour la partie aval du bassin ;
2. pour la partie amont, les données disponibles sont pas suffisamment nombreuses pour déterminer de manière univoque le comportement du bassin versant.

Le comportement du bassin versant de la ZOH n'est pas aussi bien décrit par les données disponibles que celui des Gohards. Nous disposons, à l'issue du calage, d'un modèle très robuste sur les Gohards et, sur la ZOH d'un modèle dont les incertitudes sont du même ordre de grandeur que les incertitudes de mesure.

La simulation des scénarios de réglementation sera effectuée à l'aide des deux modèles issus du calage, retenus sur la base des valeurs de Nash obtenus, du contrôle

visuel réalisé et de la validation sur les scénarios. Alors que le modèle des Gohards s'avère très performant dans toutes les configurations testées, le modèle de la ZOH apparaît moins « fiable » : même pour la partie amont, sur laquelle le calage et la validation donnent de bons résultats, les données utilisées sont peu nombreuses, donc la validation complémentaire sur le point C s'avère être un élément très important pour assurer la qualité du modèle. Pour la partie aval, on peut retenir le modèle tout en gardant à l'esprit que la qualité des données obère en partie l'exploitation qui pourra être faite des résultats du modèle. Toutefois, dans le cadre de notre recherche nous pouvons accepter d'utiliser le modèle sur la ZOH, car nous allons l'employer dans la simulation de scénarios fictifs. Mais si notre objectif était de mettre en place de manière opérationnelle une réglementation à appliquer sur le bassin versant, il faudrait sans doute entreprendre de nouvelles campagnes de mesures à l'exutoire.

9.2. Simulation des scénarios de réglementation

Cette section présente et analyse les résultats de la simulation des scénarios de réglementation, de débit et de volume, pour la ZOH et les Gohards. La présentation est faite en deux parties : la première est centrée sur les courbes DC, et constitue une analyse d'ensemble du comportement des bassins versants soumis à des réglementations de rejet. La deuxième, qui présente les indicateurs que nous avons décrits dans la section 8.2, analyse plus en détail l'impact des réglementations et la sensibilité des bassins versants aux différents types et niveaux de contrainte.

9.2.1. Le comportement global des bassins versants soumis à des réglementations de rejet : les courbes DC

Dans les figures 9.4 et 9.5 sont tracées des courbes DC pour les différents types de réglementations, respectivement pour la ZOH et les Gohards. Avant de rentrer dans les détails de l'analyse des courbes, il est important de faire une première remarque d'ordre général à propos du comportement des bassins soumis à des réglementations de type différent (débit et volume).

Effet d'ensemble des réglementations sur la forme des courbes DC. Une première analyse des courbes DC montre comment elles sont affectées par les réglementations : les réglementations de débit réduisent les fréquences correspondant à certains débits mais les augmentent pour d'autres, alors que les réglementations de volume réduisent systématiquement les fréquences de tous les débits. Les courbes correspondantes aux réglementations de débit (par la suite, courbes q^*) montrent, au fur et à mesure que la contrainte devient plus stricte (q^* décroissant) une dis-

parition progressive des débits les plus élevés, accompagnée par une augmentation des fréquences des débits inférieurs de plus en plus marquée, se traduisant par une déformation de la courbe de référence : nous désignerons par le terme « bosse » la partie des courbes q^* qui enveloppe la courbe de référence. Au contraire, pour les réglementations de volume (courbes i^*), des contraintes plus strictes (i^* croissant) se traduisent par une réduction progressive, non uniforme, des fréquences correspondantes à tous les débits. Ce comportement est identique pour les deux bassins versants (avec une seule exception que nous discuterons par la suite, $i^* = 0.5 \text{ mm}$ pour les Gohards).

Ce résultat n'est pas surprenant : il reflète le fait que pour les réglementations de débit les volumes sortant de l'exutoire sont conservés, tandis que dans les réglementations de volume ils sont réduits. Les réglementations de débit ne font qu'« aplatiser » les courbes DC (formation de « plateaux »). Au contraire, les réglementations de volume réduisent, en toutes conditions, les volumes circulant dans le réseau, et par conséquent les débits pour toutes les fréquences.

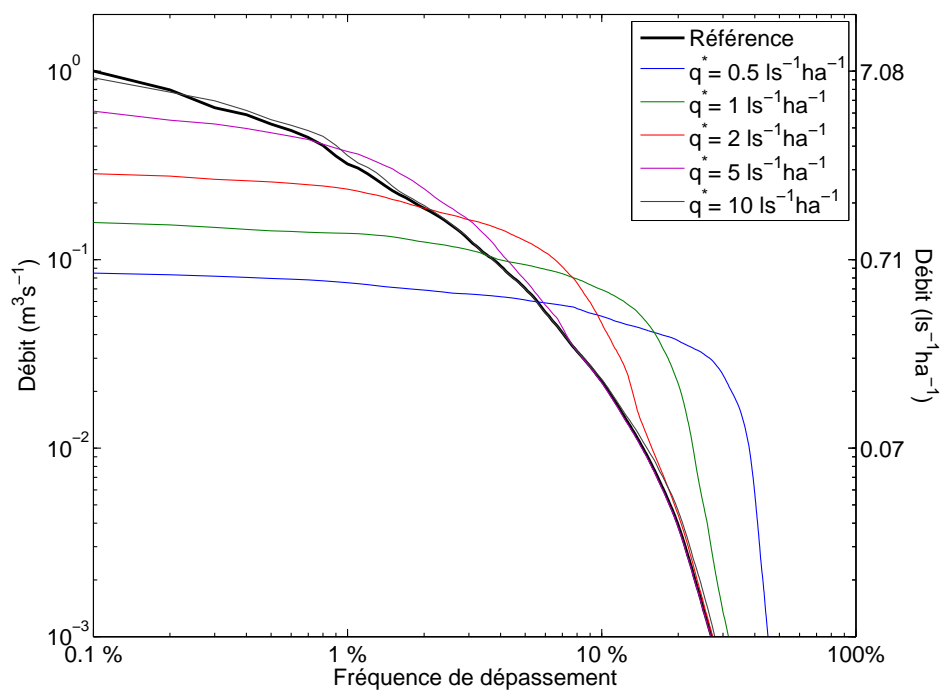
Nous verrons que cette différence majeure de comportement entre les réglementations de débit et de volume, dont la justification est très immédiate et très générale, reposant sur la conservation des volumes d'eau, représente une clé d'interprétation importante pour la comparaison entre les deux types de réglementation.

Autres observations sur les courbes DC. En comparant les *courbes de référence* tracées pour la ZOH et les Gohards, on remarque qu'à l'aval de ce dernier, les débits spécifiques sont plus importants, ainsi que les fréquences de ruissellement. Deux facteurs concourent à cet effet : d'une part la différence de pluviométrie (section 8.1) ; d'autre part, la différence de pentes.

En passant à la comparaison des *réglementations de débit*, on observe que pour chaque valeur q^* le débit atteint une valeur maximale voisine de q^* . La courbe $q^* = 0.5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ pour les Gohards a un comportement significativement différent des autres (absence de plateau). Ceci est dû aux débordements relativement fréquents des bassins de retenue et, donc, à une sous-estimation du volume de stockage nécessaire. Ce volume a été déterminé en utilisant la méthode de pluie et des coefficients de Montana locaux (annexe B). Pour $q^* = 0.5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, faible valeur, à Nantes où l'influence océanique amène des pluies longues ayant une intensité significative, la durée de remplissage maximal des bassins à prendre en compte est très longue, de l'ordre de 7.5 jours, durée qui n'est pas couverte par les coefficients de Montana dont nous disposons. La courbe IDF est donc extrapolée au-delà de son domaine de validité, d'où la sous-estimation du volume de stockage et les débordements observés. Pour $q^* > 0.5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ ce dysfonctionnement disparaît.

A propos des *réglementations de volume*, on remarque une tendance générale : les premiers millimètres infiltrés influencent principalement les hautes fréquences, et dans

ZOH - Réglementations de débit



ZOH - Réglementations de volume

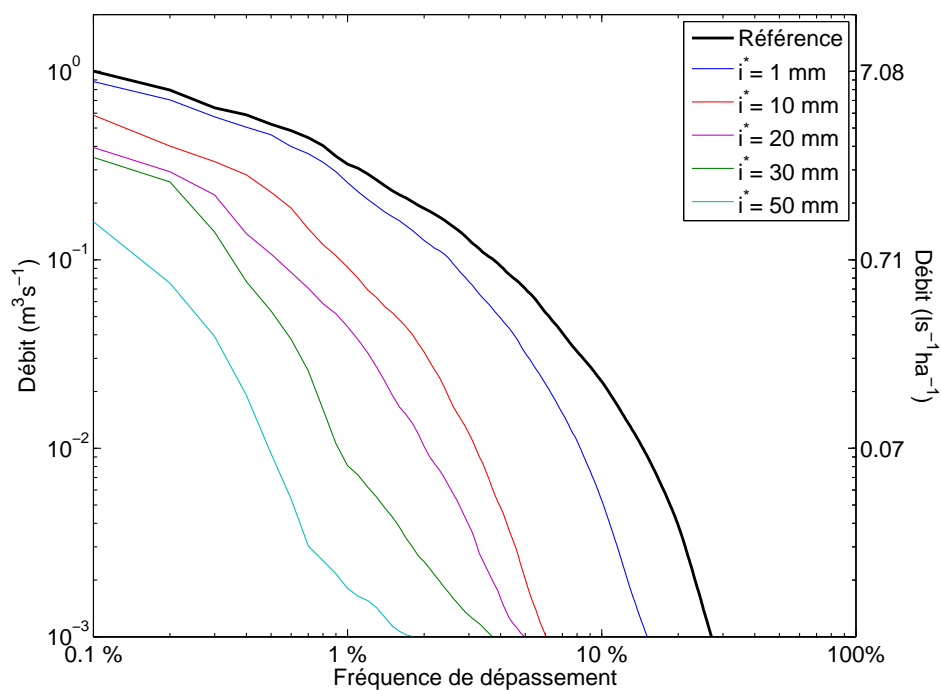
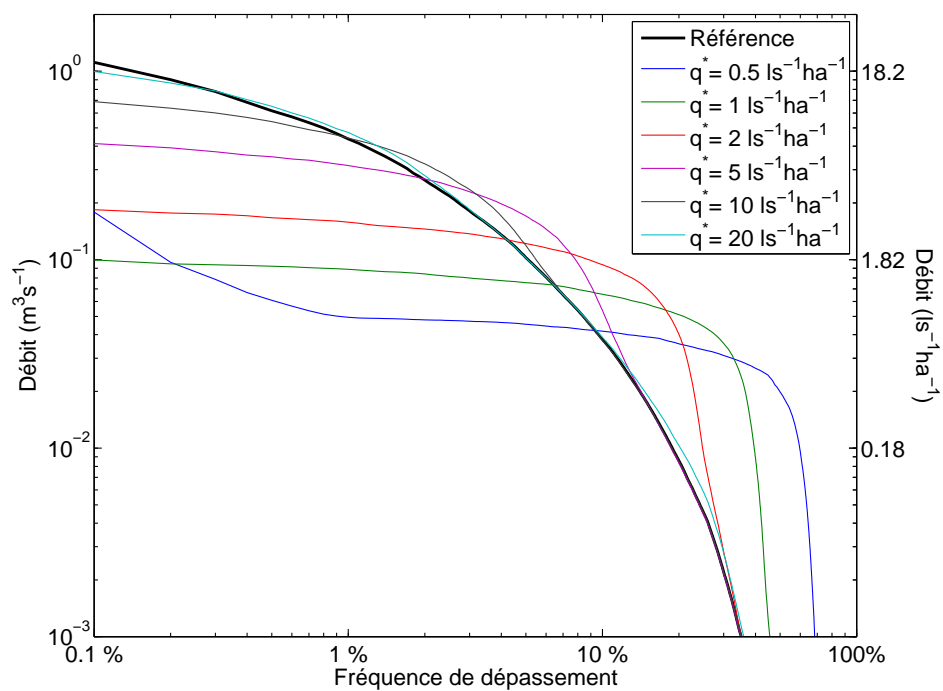


FIGURE 9.4.: Courbes DC des réglementations - ZOH.

Gohards - Réglementations de débit



Gohards - Réglementations de volume

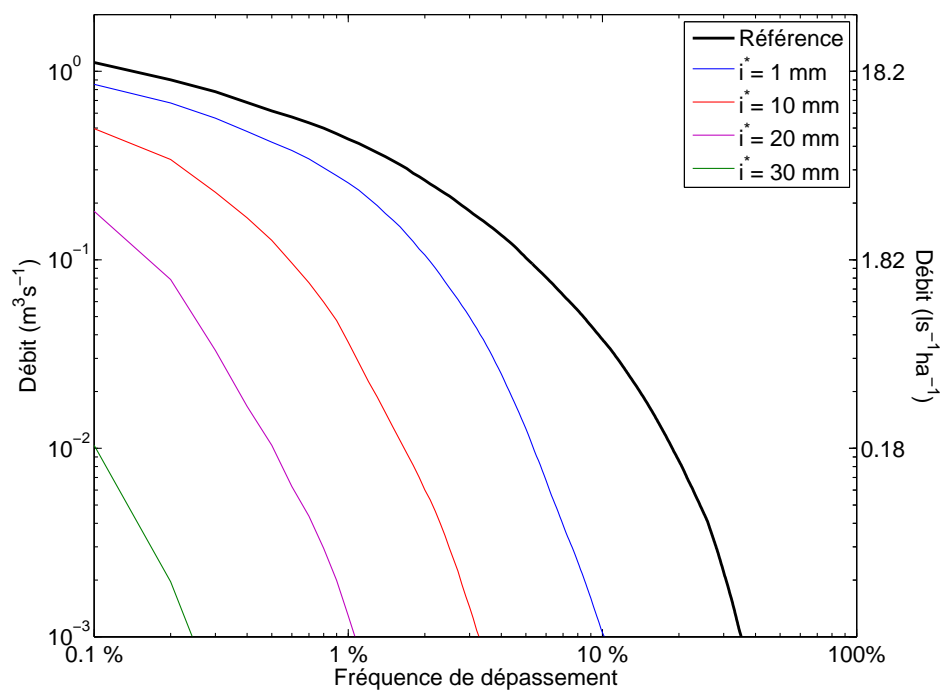


FIGURE 9.5.: Courbes DC des réglementations - Gohards.

une moindre mesure celles plus faibles. Seules les contraintes plus strictes modifient significativement les débits rares. L'effet sur les hautes fréquences peut être expliqué par le fait que l'introduction d'une perte continue (mais variable avec la saturation des sols au cours de l'évènement) affecte dans une proportion majeure les faibles débits. Ces derniers peuvent être complètement absorbés par des TA infiltrantes, même de petite taille, alors que, pour des événements intenses, l'effet sera marginal¹.

L'effet marginal du premier millimètre infiltré ($i^* = 1$ mm) est de loin le plus significatif. Ceci est dû, en partie, à la modélisation retenue du processus d'infiltration dans lequel 1% de la surface imperméabilisée est considéré comme zone d'infiltration. Donc, (i) le ruissellement ne se produit que sur 99% de la surface imperméable originale et, (ii) non seulement il subit une perte de 1 mm, mais aussi une perte continue liée à la capacité d'infiltration de la zone non imperméabilisée, qui reçoit toutes les eaux de ruissellement. Ceci est une conséquence des réglementations de volume qui imposent le stockage avant l'infiltration et qui, *de facto*, amèneront à une infiltration beaucoup plus importante que celle exigée par la réglementation.

Enfin, si on compare les réglementations de volume sur les deux bassins versants, on observe que, en augmentant i^* les diminutions des débits écoulés sont plus lentes ($\frac{\Delta Q}{\Delta i^*}$, $\frac{\Delta f}{\Delta i^*}$) pour la ZOH que pour le bassin des Gohards : pour ce dernier, $i^* = 30$ mm rend les écoulements à l'exutoire du bassin très rares et avec des débits très faibles. Cette différence de comportement entre les deux bassins peut être due, d'une part aux différences physiques entre les deux bassins, qui rendraient plus efficaces — à parité de i^* — les réglementations appliquées sur les Gohards² ; d'autre part à la différence de pluviométrie : des pluies longues et peu intenses comme celles caractéristiques de Nantes peuvent être plus atténuées dans leurs effets par des ouvrages d'infiltration.

9.2.2. La sensibilité des bassins versants aux réglementations : les indicateurs

Nous allons maintenant analyser la sensibilité du comportement hydrologique des bassins versants aux réglementations de rejet. Nous allons présenter les sept indicateurs que nous avons définis dans la section 8.2 en les divisant suivant la composante du comportement hydrologique qu'ils contribuent à décrire :

- les indicateurs V et f_0 décrivent le volume et la fréquence annuels de l'écoulement à l'exutoire. Ils donnent un aperçu du bilan hydrique global du bassin versant, indépendamment de la réponse à des événements spécifiques. Ils

1. Voir aussi, dans la section sur la sensibilité du système à la période de retour en Petrucci et al. (2012a), comment les effets des cuves de récupération de Champigny-sur-Marne décroissent avec l'intensité de pluie.

2. Nous n'avons pas d'informations suffisantes pour pousser plus loin l'interprétation : ces différences pourraient être liées à de différentes perméabilités, ou à un poids différent du ruissellement des surfaces imperméables par rapport au total. Distinguer entre ces aspects demanderait des analyses *in situ* ultérieures, qui dépassent le cadre du travail de modélisation effectué.

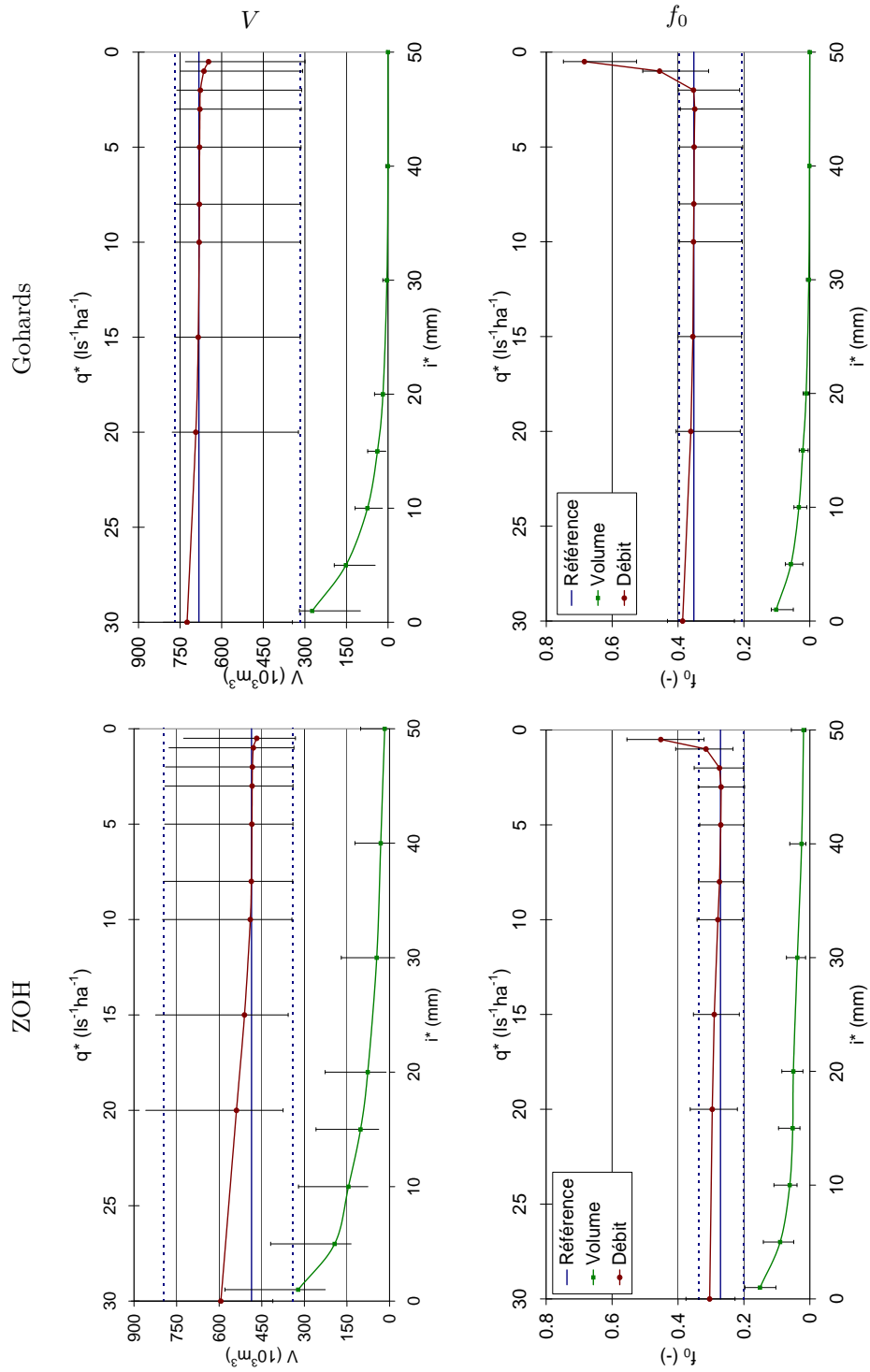
peuvent être importants pour caractériser l'impact sur l'environnement des réglementations tant, en général, dans une logique de *water balance*, qu'en particulier, par exemple, pour l'analyse du régime hydrologique d'un cours d'eau à l'aval du bassin ;

- $Q_{10\%}$, $Q_{1\%}$ et $Q_{0.1\%}$ sont des projections des courbes DC à fréquence constante. Ils représentent des comportements relativement courants du bassin versant : ils mesurent les débits dépassés, respectivement, pendant environ un mois par an, quelque jours par an et quelques heures par an (figure 8.6). Ces indicateurs aussi peuvent être importants pour caractériser des aspects spécifiques de l'impact sur l'environnement des réglementations, tels l'érosion d'un cours d'eau à l'aval ou la fréquence des déversements d'orage.

Pour chacun de ces indicateurs et pour chaque bassin versant, nous allons présenter un graphique qui montre, pour des contraintes de plus en plus strictes (i^* croissant, q^* décroissant), les valeurs médianes de l'effet des réglementations de débit (en rouge) et de volume (en vert), ainsi que la référence de l'indicateur (en bleu). Les quantiles 0.1 et 0.9 sont aussi tracés. En outre, lorsque l'indicateur représente un débit spécifique, nous avons tracé la droite $Q = q^*$ (en noir).

Les indicateurs $Q_{T=10}$ et $Q_{T=20}$, enfin, montrent le comportement des bassins versants sollicités par des événements extrêmes. Les périodes de retour choisies sont celles utilisées classiquement pour le dimensionnement des TA (10 ans), et une plus importante (20 ans). Ces indicateurs sont typiquement utilisés pour étudier les débordements de réseau, tant dans le bassin versant qu'à l'aval. Ils sont représentés comme décrit précédemment, mais comme il n'y a pas de distribution qui correspond à ces indicateurs, médianes et quantiles ne sont pas pertinents et ce sont les résultats des simulations qui sont directement présentés.

Volume et fréquence de ruissellement : V et f_0 (figure 9.6). Nous commençons notre analyse des indicateurs par les *réglementations de débit*. En termes de volumes de ruissellement annuels, ces réglementations ne devraient modifier en rien la valeur de référence, et laisser l'indicateur V inchangé. Cela est le cas pour les valeurs de q^* intermédiaires (entre $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ et $101\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ pour la ZOH, entre $21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ et $151\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ pour les Gohards). En dehors de ces intervalles nous observons, par contre, des variations : pour des réglementations très strictes il y a une petite réduction des volumes, tandis que pour des réglementations peu contraignantes il y a une augmentation. Les raisons de ces comportements sont différentes : les réductions pour $q^* < 21\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$ sont dues à l'évaporation à partir des bassins de stockage, en général négligeable, mais qui devient significative lorsque le temps de vidange des bassins est très long, ce qui est le cas pour des débits de sortie très faibles. Au contraire, les augmentations de volume pour des valeurs de q^* importantes n'ont pas de justification physique, mais correspondent à des artefacts numériques décrits dans la section 8.7 lorsque les débits de sortie des bassins (proportionnels à q^*) sont trop importants par

FIGURE 9.6.: Indicateurs V et f_0 .

rapport aux débits d'entrée. Nous avons indiqué que seuls les indicateurs f_0 et $Q_{10\%}$ et bien sûr V sont affectés par ce phénomène. On considérera donc comme biaisées les valeurs de ces indicateurs pour $q^* > 10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ dans le cas de la ZOH, et pour $q^* > 15 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ dans le cas des Gohards³.

L'impact des réglementations de débit sur f_0 suit la même répartition : compte tenu du point précédent, pour $q^* > 10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ (ZOH) ou $15 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ (Gohards) f_0 n'est pas pertinent ; pour $q^* > 2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, les réglementations n'affectent pas l'indicateur ; pour $q^* < 2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ on observe, par contre, une augmentation brusque de la f_0 . Cette variation dépasse largement, pour $q^* = 0.5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, la variabilité interannuelle de la référence. Cette augmentation correspond aux « bosses » évoquées dans l'analyse des courbes DC, et que l'on discutera ultérieurement.

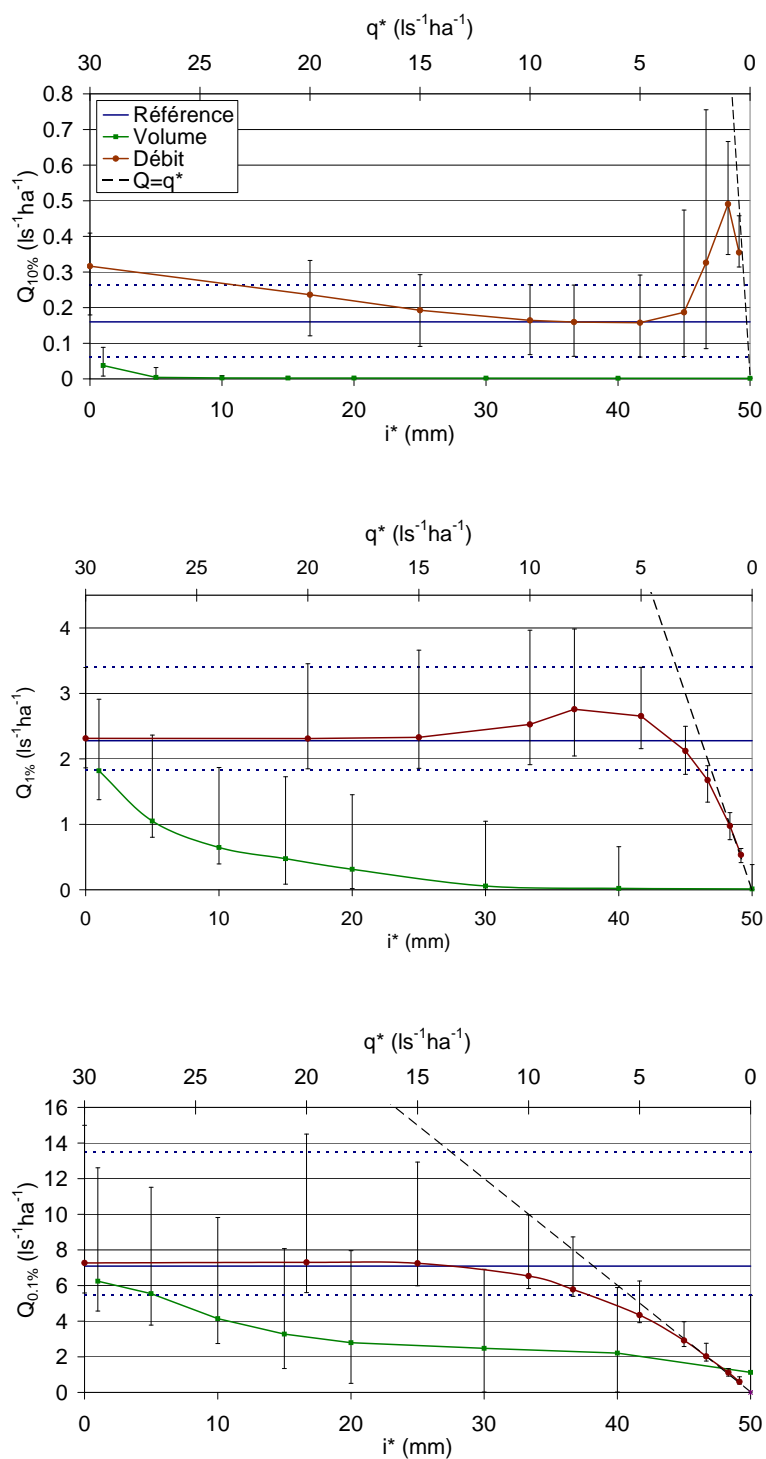
Concernant les *réglementations de volume*, on observe un comportement commun pour les deux indicateurs sur les deux bassins versants. Ces réglementations limitent le ruissellement tant en volume qu'en fréquence. En outre, l'évolution des deux indicateurs suit, dans tous les cas, des courbes monotones décroissantes : à une augmentation de i^* correspond toujours une réduction de V et de f_0 . Ce comportement sera rediscuté à propos de la « vision incrémentale » du CS.

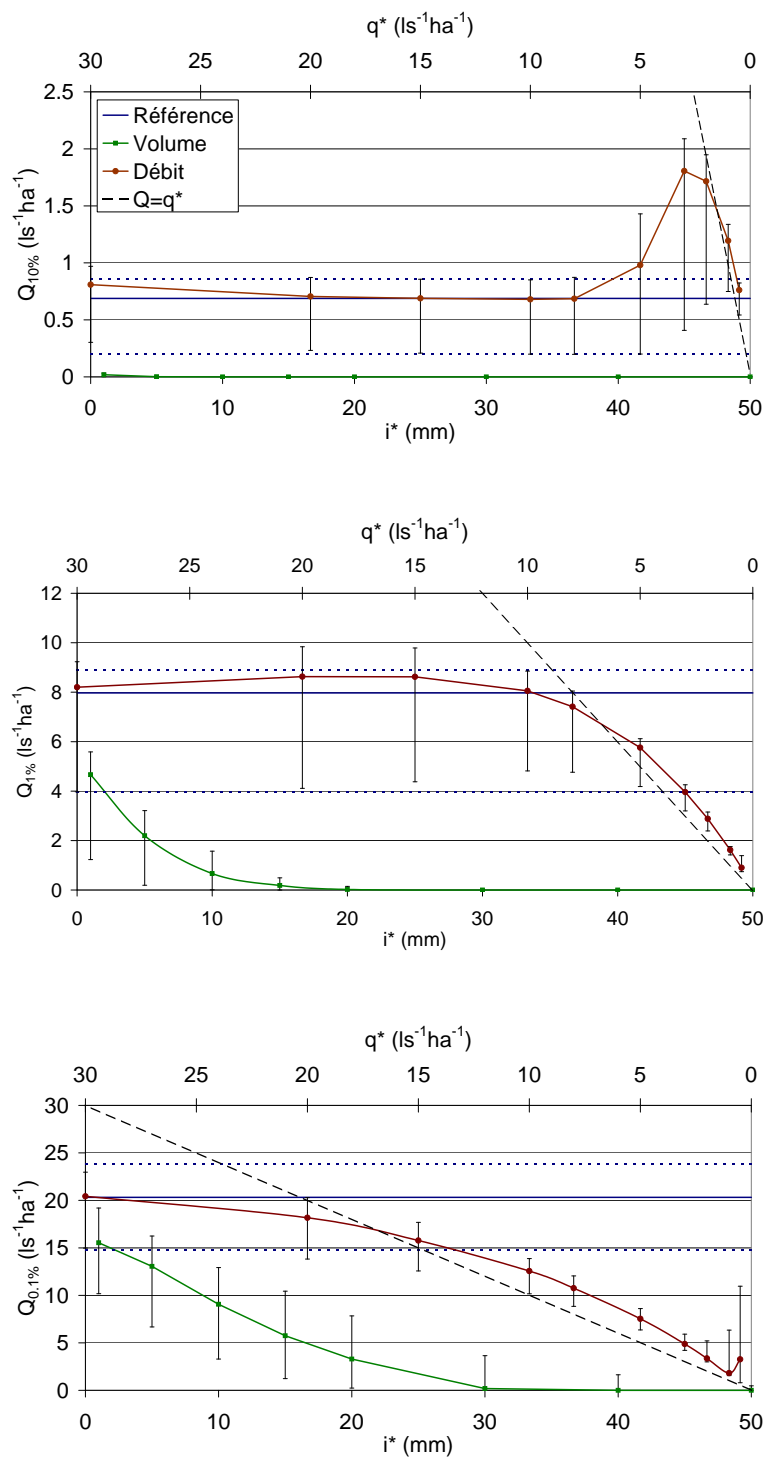
Au niveau des différences entre les deux bassins, on retrouve les observations faites à propos des courbes DC : sur le bassin des Gohards, les ouvrages d'infiltration se montrent « plus efficaces », au sens qu'on arrive, pour des valeurs de $i^* \geq 30 \text{ mm}$, à éliminer quasiment tout ruissellement.

Débits courants : $Q_{10\%}$, $Q_{1\%}$ et $Q_{0.1\%}$ (figures 9.7 et 9.8). En ce qui concerne ces trois indicateurs, les *réglementations de volume* ont un comportement très similaire à celui rencontré pour V et f_0 : ils affichent une décroissance monotone avec l'augmentation de i^* . En outre, les réglementations apparaissent plus « efficaces » pour le bassin des Gohards. Comme observé à propos des courbes DC : lorsque i^* est petit (1 mm ou 5 mm) la réglementation affecte très fortement $Q_{10\%}$, mais elle affecte peu $Q_{1\%}$ et encore moins $Q_{0.1\%}$. Seuls des valeurs de i^* plus importantes réduisent significativement ces derniers indicateurs.

Les quantiles, qui traduisent la variabilité interannuelle, voient leur amplitude se réduire lorsque i^* augmente : cette réduction est très faible lorsque les valeurs médianes de l'indicateurs restent significativement différentes de zéro, mais dès que celles-ci s'annulent, la variabilité s'atténue aussi rapidement.

3. La différence entre les Gohards et la ZOH est due, probablement, au fait que les sous-bassins des Gohards sont généralement plus pentus que ceux de la ZOH. Par conséquent, les débits entrant dans les bassins de retenue sont en général plus importants pour les Gohards. Cela permet d'avoir aussi des débits sortant plus importants, avant que des erreurs ne se produisent.

FIGURE 9.7.: ZOH - Indicateurs $Q_{10\%}$, $Q_{1\%}$ et $Q_{0.1\%}$.

FIGURE 9.8.: Gohards - Indicateurs $Q_{10\%}$, $Q_{1\%}$ et $Q_{0.1\%}$.

Les *réglementations de débit* montrent un comportement plus complexe, qui appelle deux remarques :

- la première concerne l'indicateur $Q_{10\%}$: comme f_0 et V , il est affecté par les artefacts numériques. Comme précédemment les résultats pour $q^* > 10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ (ZOH) et $q^* > 15 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ (Gohards) ne seront pas pris en compte dans l'analyse ;
- la seconde est relative à $Q_{0.1\%}$ pour le bassin des Gohards : comme noté dans l'analyse des courbes DC, pour $q^* = 0.5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ le volume de stockage est sous-dimensionné, ce qui se traduit dans le troisième graphique de la figure 9.8 par une augmentation de $Q_{0.1\%}$ et de sa variabilité à contretendance. De même, cette augmentation de la variabilité se retrouve aussi pour $q^* = 1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ et $q^* = 2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, ce qui traduit, pour certaines années, des débordements pour ces valeurs de q^* .

Ces remarques faites, peut commencer l'analyse des courbes q^* en comparaison avec les droites $Q = q^*$ (en noir pointillé). Une différence du comportement des deux bassins versants apparaît : pour la ZOH, les indicateurs sont toujours en-dessous de ces droites, ce qui n'est pas le cas pour le bassin versant des Gohards. Ceci traduit des débits déversés supérieurs à q^* . Nous n'avons autorisé ce comportement que lorsque le remplissage des bassins de retenue dépasse 75% environ du volume disponible (figure 8.13). Ce niveau de remplissage est donc régulièrement atteint pour les Gohards, alors qu'il n'est pas observé pour la ZOH. Ainsi, les effets des réglementations de débit apparaissent très dépendants des caractéristiques du bassin versant et de la pluviométrie.

Les « bosses » mises en évidence sur les courbes DC apparaissent aussi sur cette représentation des résultats. Pour les deux bassins versants, l'ampleur relative (i.e. par rapport à la référence) des « bosses » augmente avec la fréquence considérée : alors qu'elle est très marquée pour $Q_{10\%}$, elle l'est beaucoup moins pour $Q_{1\%}$, et elle est pratiquement invisible pour $Q_{0.1\%}$. Parallèlement, la présence de « bosses » est liée non seulement à une augmentation de la valeur médiane du débit, mais aussi à une augmentation de sa variabilité interannuelle.

Les courbes permettent d'identifier trois types de comportement en fonction de q^* :

- un premier secteur (q^* faible) où l'indicateur coïncide avec q^* . Dans ce cas le processus est contrôlé par la réglementation et la variabilité interannuelle est faible (« secteur contrôlé ») ;
- un deuxième secteur (q^* fort) où l'indicateur et sa variabilité coïncident avec la référence. Dans ce cas l'indicateur n'est pas influencé par la réglementation (« secteur inchangé ») ;
- un secteur intermédiaire où l'indicateur est supérieur à la référence et a une très forte variabilité interannuelle.

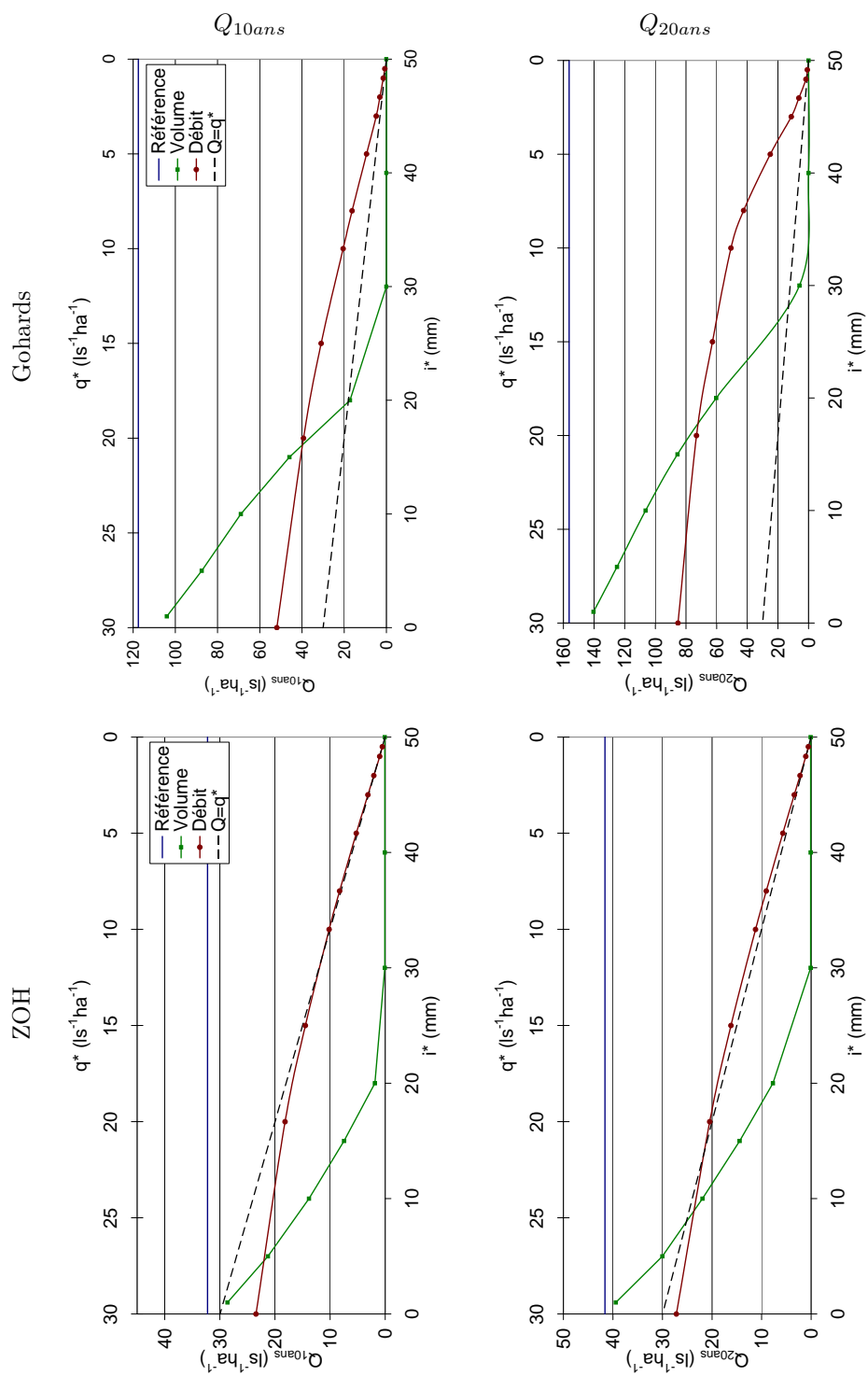
La discussion de ces résultats en termes de stratégie d'élaboration d'une réglementation de débit montre que les différents indicateurs n'évoluent pas nécessairement de manière monotone. Ainsi, une modification de q^* va pouvoir améliorer la valeur d'un indicateur, mais en aggraver simultanément un autre. Les aggravations par rapport à la référence sont particulièrement sensibles sur les comportements les plus courants du bassin versant. Des diminutions de q^* peuvent avoir des effets non envisagés sur les objectifs environnementaux (f_0 , $Q_{10\%}$, $Q_{1\%}$ et $Q_{0.1\%}$).

Cette aggravation potentielle que nous observons sur les fréquences peut s'observer aussi sur des indicateurs en volume. Petrucci et al. (2012b), ont étudié un indicateur de volume sur le bassin de la ZOH. Le comportement de cet indicateur montre que les « bosses » sont aussi présentes en terme de volumes dépassant un seuil fixé. Sur cette base, nous pouvons interpréter aussi le comportement observé par SAFEGE (2007) sur les déversements d'orage à Paris (section 6.5, figure 6.6) : la réglementation $q^* = 2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ augmentait les déversements parce que le débit d'activation des seuils était en correspondance d'une « bosse » ; avec $q^* = 10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ ce débit était dans le « secteur inchangé », et avec $q^* = 1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ il était dans le « secteur contrôlé ».

Débits extrêmes : $Q_{T=10}$ et $Q_{T=20}$ (figure 9.9). Par la simulation de pluies de projet avec des périodes de retour suffisamment importantes, nous voulons observer le fonctionnement des réglementations dans les conditions « classiques » de dimensionnement et d'analyse des réseaux. En outre, surtout pour la pluie décennale, ces simulations nous permettent de comparer les deux bassins à parité de pluviométrie (les hauteurs d'eau de cette pluie, pour la ZOH et les Gohards, sont respectivement de 25.8 mm et 26.8 mm, annexe A). Il faut remarquer pourtant que, par rapport aux autres indicateurs, ceux-ci demandent une utilisation des modèles en dehors de la gamme d'événements utilisés pour le calage. Les résultats obtenus sont sans doute empreints d'une certaine incertitude, néanmoins nous nous intéressons plus à l'allure des résultats et aux comportements relatifs des indicateurs qu'aux résultats absolus.

Les *réglementations de volume* ont, pour des i^* de l'ordre de quelque mm, un effet modeste dans la réduction des débits de pointe, comme cela était prévisible. Pour $Q_{T=20}$, la modification par rapport à la référence est marginale. En revanche, pour des valeurs de i^* de 20 mm à 30 mm, les événements sont presque complètement absorbés. En effet, lorsque i^* dépasse la hauteur d'eau de l'événement pluvieux, celui-ci ne produit aucun ruissellement (pour $Q_{T=10}$, $i^* = 30 \text{ mm}$ est suffisant tant pour la ZOH que pour les Gohards). Un constat significatif est que, pour $i^* < 30 \text{ mm}$, les mêmes réglementations semblent plus « efficaces » pour le bassin de la ZOH que pour les Gohards, ce qui est le contraire de ce que nous avons observé jusqu'ici.

Une explication possible est liée à la différence des pentes entre les deux bassins versants : les sous-bassins des Gohards, plus pentus, produisent un ruissellement plus rapide et moins étalé dans le temps que ceux de la ZOH. Les pics de ruissellement en

FIGURE 9.9.: Indicateurs Q_{10ans} et Q_{20ans} .

entrée des TA, pour un même évènement, sont donc plus importants et plus courts. Sur une durée plus courte, le volume d'eau qui peut être infiltré par la TA est moindre. Cet effet n'était pas visible sur les autres indicateurs à cause de la différence importante des pluviométries des deux bassins.

A propos des *réglementations de débit*, on remarque un comportement différent par rapport à celui observé pour des évènements plus courants : en augmentant q^* , les débits de pointe décroissent de façon monotone. En particulier, des valeurs de q^* très faible (de l'ordre de $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$) arrivent à limiter les débits de pointe même pour des évènements plus rares que ceux de dimensionnement ($Q_{T=20}$). Au niveau de l'objectif « inondations », donc, des contraintes très strictes se montrent efficaces, au moins sur une pluie de courte durée.

On note aussi une différence de comportement nette entre les Gohards et la ZOH : pour le premier, $Q_{T=10,20}$ sont largement supérieurs à q^* , ce qui indique le débordement des systèmes de stockage, ce qui n'est pas le cas pour la ZOH. Cette différence très marquée entre les deux bassins pourrait être justifiée par l'explication donnée à propos des réglementations de volume : la différence de pente des sous-bassins modifie la dynamique de remplissage des bassins de stockage, et par conséquent leur éventuel débordement.

Cette application montre que le fonctionnement des TA dépend très fortement des caractéristiques topographiques des surfaces à l'amont des TA, d'autant plus que les événements pluvieux sont intenses. Plus généralement, plusieurs résultats du travail de modélisation présenté montrent qu'il est nécessaire de prendre en compte les caractéristiques physiques du bassin versant, pour un choix pertinent des réglementations et pour le dimensionnement des TA.

9.3. Discussion

Dans la section 9.2, nous avons présenté les résultats obtenus par la simulation de scénarios de réglementation sur les deux bassins versants de la ZOH et des Gohards. Même si notre étude est limitée à deux bassins versants, nous pouvons en tirer un certain nombre d'enseignements de portée assez générale ou qui, au moins, suggèrent des directions de recherche à approfondir.

Nous avons observé que le comportement global des réglementations est cohérent sur les deux sites : les réglementations de volume réduisent systématiquement les débits à l'exutoire tandis que les réglementations de débit réduisent certains débits en en augmentant d'autres. L'explication que nous en avons donnée, qui repose sur la conservation (ou pas) du volume de ruissellement par les réglementations, est de portée générale. Elle est indépendante des caractéristiques des bassins versants et varie

exclusivement avec le type de réglementation.

Le comportement des réglementations de débit que nous avons mis en lumière (i.e. les « bosses ») est particulièrement important. En ce qui concerne la réduction des débits forts et peu fréquents (l'objectif « inondations ») les réglementations ont un effet positif et, ce qui plus est, monotone : une réglementation plus stricte (q^* petit) est plus efficace qu'une moins stricte (q^* plus grand)⁴. Cela n'est pas vrai pour l'objectif « environnement » tel que nous l'avons défini : par rapport à l'absence de réglementation, la mise en place d'une réglementation de débit q^* amène automatiquement à la formation de « bosses » et à une dégradation des indicateurs correspondants.

Considérant une courbe DC de référence, sur laquelle on applique une contrainte q^* décroissante, suivant la logique de la vision incrémentale que nous avons observée dans l'élaboration des réglementations, on constate au fur et à mesure une réduction des débits de pointe mais aussi le risque de dégrader les objectifs environnementaux. Du moment où on prend en compte ces objectifs, il n'est plus possible de considérer qu'une diminution de q^* est forcément positive. Ces résultats remettent en cause les stratégies opérationnelles rencontrées dans la partie II qui imposent des débits très faibles ou nuls. La vision incrémentale pourrait être acceptable, selon nos résultats, seulement à propos des réglementations de volume : nous avons vu que celles-ci ont, pour tous les indicateurs considérés, un comportement monotone. Dans le cas de ces réglementations, donc, une valeur plus stricte de la contrainte ne produit que des améliorations (et en tout cas pas d'aggravations) de tous les indicateurs. Il faut préciser, cependant, que cela ne vaut que si, comme nous l'avons supposé, le but des réglementations est de minimiser le ruissellement à tous les niveaux : nous avons expliqué dans la section 8.2 que cette hypothèse est une simplification qui ne peut être considérée valable dans toutes les conditions, mais dépend des objectifs qui sont posés localement.

Une autre remarque importante est que, au delà du comportement global des réglementations, qui peut être anticipé grâce aux considérations que nous venons de faire, les détails de ce comportement ne sont pas les mêmes sur les deux bassins versants. La position des « bosses » (et donc les risques d'aggravation que nous avons signalés), l'efficacité des réglementations de volume, les performances pour les événements au delà de la période de retour de dimensionnement, etc. sont tous des aspects très importants de la réponse d'un bassin versant à une réglementation. Tous ces aspects dépendent tant du contexte pluviométrique que des caractéristiques des bassins versants. La conséquence principale de cette dépendance est que, même si on peut prévoir les effets globaux d'une réglementation, sa capacité à répondre à des besoins locaux sur un

4. Nous rappelons que, dans notre cadre expérimental, nous avons supposé une application uniforme et systématique des réglementations à l'intégralité des surfaces imperméables, ce qui nous empêche d'observer des superpositions entre les contributions des parties contrôlées et non contrôlées du bassin versant. Ces superpositions pourraient remettre en question ce point (figure 4.2, McCuen (1979); Faulkner (1999)).

territoire donné ne peut être évaluée *a priori* sans une étude et une modélisation spécifiques.

Toujours à propos de l'influence des caractéristiques locales sur les effets des réglementations, nous avons présenté les limites de notre approche : en ayant calé les modèles sur le comportement d'ensemble des bassins versants, les valeurs des paramètres attribuées aux sous-bassins ne reflètent pas nécessairement des caractéristiques physiques réelles. Pour approfondir ce type d'analyse, il serait intéressant de poursuivre les travaux soit sur des bassins synthétiques (voir l'introduction de cette partie), soit sur des bassins réels « imbriqués », sur lesquels on disposerait d'informations et de mesures de débit à plusieurs échelles.

Enfin, il faut mettre l'accent sur le choix, de notre part, de simuler des scénarios quelque peu caricaturaux : d'une part des réglementations de débit « pures », d'autre part des réglementations de volume, les deux réglementations ayant été supposées parfaitement et complètement appliquées. Le propos de ce choix était de mettre en évidence d'une façon très nette les différences de comportement de ces réglementations dans des conditions « idéales » de mise en place. Cependant, cette analyse laisse ouvertes plusieurs questions. En premier lieu, il serait intéressant, d'un point de vue pratique, de voir si et comment des réglementations « hybrides » (e.g. bassins régulés ayant un « volume d'infiltration » au fond) pourraient permettre de combiner les avantages des deux types de réglementation. En deuxième lieu, l'application systématique supposée des réglementations peut cacher des effets pervers : nous avons déjà évoqué les superpositions de débit entre parties différentes d'un bassin versant, qui pourraient augmenter les débits de pointe au lieu de les réduire suite à une réglementation de débit partiellement appliquées. Mais il y a aussi des questions sur les réglementations de volume : Vale Lara (2011), travaillant sur le même modèle des Gohards que nous, montre que les effets de ces réglementations sur certains indicateurs (fréquence du ruissellement, débits très faibles) diminuent sensiblement si on ne contrôle pas l'ensemble des surfaces imperméables. En outre, nous avons vu que l'infiltration est soumise à de nombreuses contraintes (section 4.1.3), et que les autres options pour mettre en place une réglementation de volume (évapotranspiration, récupération/utilisation des eaux pluviales) ne sont pas encore assez développées pour savoir si elles peuvent donner lieu à une application systématique. La faisabilité de cette autre catégorie de réglementations est donc à étudier.

9.4. Conclusion : modèles physiques distribués et CS

Dans les deux derniers chapitres (méthodologie et résultats) nous avons expérimenté l'application d'un modèle classique de l'hydrologie urbaine à l'étude du CS. Les

modèles physiques distribués comme SWMM ont été conçus et développés dans le cadre d'une approche centrée sur le réseau, son fonctionnement et ses dysfonctionnements. Or, nous avons vu que le CS, en termes de stratégie d'assainissement, demande de porter un regard non seulement sur les pluies extrêmes, au sens des événements capables de produire des dysfonctionnements du réseau, mais aussi sur les comportements plus courants du système. Ces comportements courants, et c'est un des acquis des recherches récentes en hydrologie urbaine, sont ceux qui ont le plus de poids sur les interactions entre le système et son environnement.

L'enjeu de cette partie de notre travail était donc, au delà des résultats sur les différents types de réglementation que nous avons présentés dans les sections 9.2 et 9.3, de comprendre si et comment ces modèles, expression d'une certaine approche de l'assainissement, pouvaient être adaptés à une approche différente, plus large. Le travail sur cette adaptation nous a porté à centrer notre attention sur quelques points-clé de la méthodologie : le calage et les données, les variables observées.

Le calage est une procédure courante en hydrologie et en hydrologie urbaine. Par contre il se réduit souvent, dans la pratique, à un ajustement manuel de quelques paramètres (sur les centaines contenus explicitement ou implicitement dans les modèles) pour estimer les débits de pointe. Cela empêche de profiter de la richesse des modèles physiques distribués qui, *a priori*, peuvent simuler le comportement du système réel dans une très grande variété de conditions. Nous avons montré que cette richesse peut être exploitée moyennant un calage assez approfondi, mais néanmoins relativement classique.

Plus que l'algorithme de calage, le « facteur limitant » pour la qualité des modèles est la disponibilité de données hydrologiques suffisantes, tant en quantité qu'en qualité : un mois de mesures, bien choisi, a été suffisant pour obtenir un bon calage du modèle des Gohards, alors que pour la ZOH, où nous avons eu moins de « chance » avec les données disponibles (les mesures à l'exutoire étaient peu nombreuses et de mauvaise qualité, les deux seuls mois de mesures de bonne qualité ne contenaient pas d'événements pluvieux importants), la qualité du modèle s'en est ressentie. Ce qu'on peut conclure de ces observations est l'importance, à l'amont de la modélisation d'un bassin versant pour étudier le CS, d'une campagne de mesures suffisante. La durée d'une telle campagne est probablement un aspect qu'on ne peut définir *a priori* de façon univoque, mais nos observations nous montrent que deux mois sont trop peu (surtout en raison du risque de ne pas avoir une bonne représentativité des événements), ce qui pose la question du minimum acceptable. Si le poids des saisons sur le comportement hydrologique était très marqué, un minimum d'une année de mesures serait nécessaire. Toutefois, sur nos bassins, nous avons vu qu'en milieu urbain le comportement est suffisamment homogène dans le temps pour que les saisons ne jouent pas un rôle prépondérant.

L'influence plus évidente du dépassement du « référentiel réseau » dans notre démarche se situe cependant au niveau des variables observées et des indicateurs

utilisés. En hydrologie, les simulations sur de longues périodes et l'usage des courbes DC sont répandus dans la description des régimes hydrologiques ; les courbes IDF sont utilisées en hydrologie des extrêmes. Dans notre analyse, pour quantifier les effets des réglementations de rejet, nous avons dû utiliser les deux : ce mélange d'instruments se révèle nécessaire pour aborder une vision élargie des impacts que la ville a sur le cycle de l'eau. C'est par la prise en compte conjointe de ces impacts que nous avons pu mettre en lumière les incohérences de la « vision incrémentale » du CS, qui ne pouvait être acceptable qu'au sein d'un « référentiel réseau ».

Toutefois, les approches de modélisation utilisées, à l'intérêt indéniable, nécessitent comme cela a été indiqué de grandes quantités de ressources, de connaissances, de données. L'élargissement au CS ne fait qu'accroître ces nécessités. Du côté des collectivités, sous l'effet de la diffusion croissante du CS, de notre point de vue le nombre d'études locales qui sont et seront à faire pour établir des réglementations sera amené à augmenter, sans pourtant que les moyens humains et matériels disponibles augmentent parallèlement. Si les modèles physiques distribués sont donc potentiellement capables de supporter ces études, il peut être pertinent de réfléchir à des outils alternatifs plus économes en ressources, avec des objectifs plus ciblés. C'est à partir de ce constat que dans le chapitre suivant nous allons aborder la possibilité de développer des modèles différents, permettant de réfléchir sur le CS sans recourir à une description très détaillée du territoire.

Chapitre 10.

Vers une modélisation *top-down* : l'atténuation des hydrogrammes

Dans la discussion relative à la question des échelles dans la modélisation du contrôle à la source (CS), nous avons identifié deux approches possibles (chapitre 5). La première, que nous avons qualifiée de *bottom-up*, consiste à décrire d'abord l'ensemble des techniques alternatives (TA) sur un bassin versant, et à passer ensuite à leur effet global par le biais du modèle. Il s'agit de l'approche que nous avons appliquée dans les deux chapitres précédents. La seconde approche, au contraire, est celle de la modélisation *top-down* : elle vise à réaliser des modèles directement à l'échelle du bassin versant. L'avantage attendu de cette approche est de réduire la quantité d'informations et de ressources nécessaires à la modélisation. Dans ce chapitre nous allons développer un modèle suivant cette approche, et en évaluer les implications pour le CS.

Le processus que nous allons modéliser est l'atténuation des débits de pointe des hydrogrammes lors de l'écoulement dans le réseau d'assainissement : même en l'absence de pertes ou d'apports latéraux, et donc dans le cas de la conservation du volume, un hydrogramme qui s'écoule dans une conduite ne subira pas une simple translation jusqu'à l'exutoire, mais sa forme sera transformée au cours de l'écoulement et le pic de débit sera décalé et atténué (Kovacs, 1988, et figure 10.1).

La forme finale de l'hydrogramme dépend évidemment de sa forme initiale, mais aussi des caractéristiques de la conduite (ou de la série de conduites) qu'il traverse. Dans le cadre du CS, cela implique qu'un même hydrogramme, produit par une pluie identique et sur des parcelles identiques, apparaîtra différent à l'exutoire en fonction de son chemin dans le réseau. Intuitivement, comme nous l'avons anticipé dans l'introduction de cette partie, plus le parcours dans le réseau est long, plus la déformation et l'atténuation du pic vont être importantes. Une parcelle éloignée de l'exutoire produira un pic de débit à l'aval plus atténué que celui d'une parcelle identique, proche de l'exutoire. Dans le contexte actuel de l'assainissement, où le CS s'implante à l'amont de réseaux très développés, tant en taille qu'en densité, ce

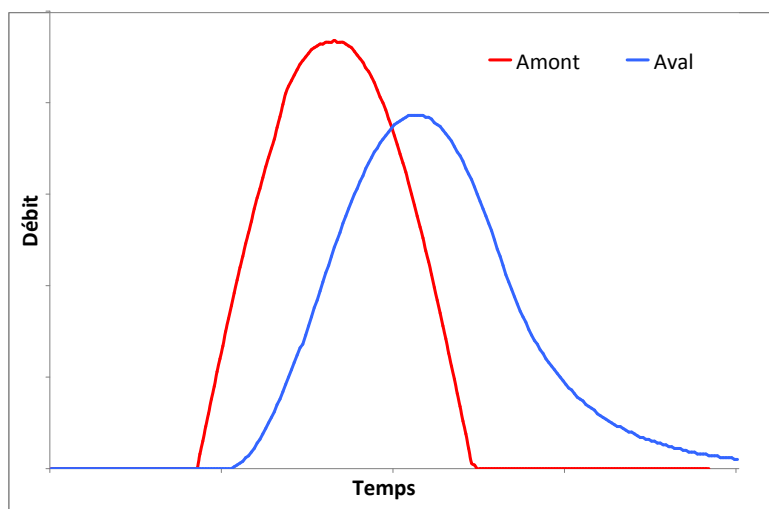


FIGURE 10.1.: Déformation d'un hydrogramme lors de l'écoulement dans une conduite

phénomène est susceptible d'avoir des effets non négligeables dans les conditions « typiques » des bassins versants urbains.

La question de l'impact des écoulements en réseau sur les politiques de CS se pose : dans la pratique des réglementations de débit, le passage d'un « débit admissible » à grande échelle à une limitation de débit à la parcelle est réalisé suivant une approche uniforme (section 7.1.1), dans laquelle toutes les parcelles, quelle que soit leur position dans un bassin versant, participent de la même façon à la constitution du débit global. Dans quelles conditions la différence entre les parcelles, liée à l'atténuation des pics est-elle assez faible pour être négligeable et pour rendre acceptable cette approche uniforme ?

Pour aborder ces questions nous allons développer, en utilisant une démarche expérimentale basée sur la simulation d'un modèle numérique d'écoulement, un modèle décrivant l'atténuation des hydrogrammes produits localement, lorsqu'ils sont acheminés par le réseau jusqu'à l'exutoire du bassin versant. Nous allons présenter dans la section suivante la méthodologie que nous avons adoptée, dont les détails sont rapportées en annexe C. La section 10.2 présente l'application du modèle d'atténuation à l'étude du CS.

10.1. Méthodologie

L'atténuation des hydrogrammes, et en particulier des pics de débit, dans les écoulements à surface libre est un sujet souvent abordé dans les manuels d'hydraulique et d'hydrologie à propos de la propagation des crues dans les rivières (Chow, 1959; Hingray et al., 2009). L'approche habituelle en hydraulique fluviale est de considérer, à partir des équations de Barré de Saint-Venant, deux modèles simplifiés alternatifs : celui de l'onde diffusante et celui de l'onde cinématique¹.

Les études sur l'atténuation dans les réseaux d'assainissement sont plus rares. Kovacs (1988), dans le contexte de l'assainissement, a développé une analyse des conditions d'applications des deux modèles de l'onde cinématique et diffusante. Son travail met en évidence les principaux facteurs qui influencent l'atténuation mais, dans les conditions usuelles des réseaux d'assainissement, il n'arrive pas à distinguer de façon systématique des configurations dans lesquelles l'atténuation peut être importante ou négligeable.

Il est possible, en théorie, d'étudier l'atténuation à partir des équations de Barré de Saint-Venant et de leurs simplifications. En particulier, le modèle de l'onde diffusante fait apparaître un « coefficient de diffusion », qui influence l'étalement de l'hydrogramme au cours de l'écoulement (Viollet et al., 2002). Cependant, dans ces modèles il n'existe pas, en général, de solution analytique des équations, et il est donc impossible de déterminer la forme de l'hydrogramme de sortie (ou seulement son débit de pointe) sans une intégration numérique pour un hydrogramme donné. Fait exception le cas de débit graduellement varié, où les coefficients du modèle de l'onde diffusive peuvent être considérés constants : dans ce cas des solutions analytiques existent, donnant lieu au modèle de Hayami (Chow, 1959; Kovacs, 1988). Ce modèle a été employé avec des bons résultats pour simuler le comportement de crues de rivières (Hayami, 1951). Pour les crues en réseau d'assainissement, par contre, les variations de débit entrant dans les conduites peuvent être très rapides, et l'hypothèse de débit graduellement varié ne semble pas acceptable.

Une autre approche de la question de l'atténuation des pics de débit dans les réseaux d'assainissement a été appliquée par Ackers et Harrison (1964), avec l'objectif de développer un modèle simple permettant de prendre en compte l'atténuation des pics dans le dimensionnement des conduites. L'approche suivie ne repose pas sur les modèles mécanistes dérivés des équations de Barré de Saint Venant, mais sur un travail expérimental. Les auteurs ont réalisé une série d'expériences sur un modèle

1. Le modèle de l'onde diffusante reprend les équations complètes de Barré de Saint-Venant en négligeant le terme d'inertie mais en conservant le terme de pression. Le modèle de l'onde cinématique néglige le processus diffusif et donc l'atténuation du pic. Le choix entre un modèle et l'autre est souvent relié à la pente du bief (Weinmann et Laurenson, 1979) : si la pente est forte ($\approx 1\%$) le terme de pression devient négligeable (onde cinématique), tandis que si la pente est faible il est nécessaire de considérer le terme de pression et donc le modèle de l'onde diffusante.

réduit de conduite, en observant l'évolution de la hauteur de pics superposés à un écoulement permanent. En figure 10.2 leurs mesures sont comparés aux résultats théoriques obtenus par l'intégration des équations de Barré de Saint Venant.

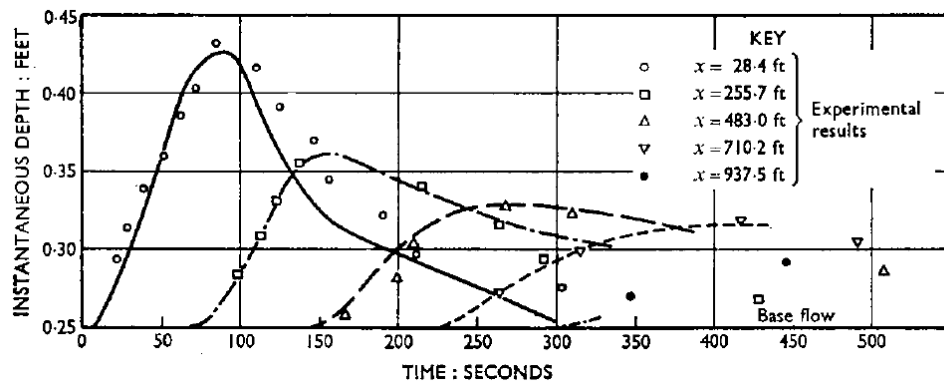


FIGURE 10.2.: Résultats expérimentaux de l'expérience de Ackers et Harrison, comparés aux courbes théoriques (source : Ackers et Harrison (1964))

Notre objectif nous rapproche de la démarche expérimentale suivie par Ackers et Harrison : nous souhaitons déterminer un modèle de l'atténuation permettant de relier le débit de pointe d'un hydrogramme entrant dans une conduite au débit de pointe à l'exutoire, sans devoir réaliser des simulations pour des hydrogrammes déterminés.

Dans Petrucci et Tassin (2011) nous avons présenté une première analyse basée sur une équation de l'atténuation proposée par Ackers et al. (1965). Même si cette approche permettait déjà de faire des observations sur les politiques de CS, elle n'était pas suffisante pour deux raisons. En premier lieu, tandis que Ackers et Harrison avaient analysé l'effet de certains paramètres, leur installation expérimentale ne permettait pas d'en faire varier d'autres, notamment le diamètre de la conduite. En deuxième lieu, et il s'agit du point le plus important, la formule de Ackers et Harrison exprimait l'atténuation en termes de hauteur d'eau relative au diamètre de la conduite, ce qui était bien adapté à leurs propos de dimensionnement de réseaux. Dans une application au CS comme la nôtre, au contraire, il est nécessaire de pouvoir décrire les hydrogrammes avant leur entrée dans le réseau. Dans ce cas, une hauteur de référence n'existe pas, et par conséquent la notion de hauteur relative est mal définie. Une formulation de l'atténuation en termes de débits nous semble plus pertinente.

Pour y parvenir nous allons mettre en place une démarche numérique expérimentale. Suivant la même approche de Ackers et Harrison, nous allons réaliser des expériences sur un modèle de conduite dans différentes conditions. A partir des résultats de ces expériences, nous allons déterminer une équation permettant de relier les débits de pointe en entrée et en sortie avec les caractéristiques des hydrogrammes et de la

conduite. La différence par rapport à Ackers et Harrison est que nous disposons d'outils de calcul qui permettent d'intégrer les équations de l'écoulement d'un hydrogramme quelconque dans des conduites de caractéristiques variables : nous allons utiliser, donc, un modèle numérique au lieu d'un modèle réduit.

Dans le paragraphe suivant nous décrivons brièvement la procédure suivie et le modèle obtenu. Une description détaillée est présentée en annexe C.

10.1.1. Modélisation de l'atténuation

Schématiquement, la procédure suivie se décompose en trois phases :

1. la réalisation d'un nombre important de simulations de l'écoulement d'un hydrogramme au travers d'une conduite, où tant les caractéristiques du premier que de la seconde sont choisies aléatoirement ;
2. l'ajustement, sur les résultats des simulations, d'une équation faisant intervenir des nombres adimensionnels décrivant les hydrogrammes et les conduites ;
3. la réalisation de nouvelles simulations pour valider l'équation obtenue ;

Pour chaque simulation réalisée, nous considérons une conduite circulaire de diamètre D , de longueur l , de pente s , de coefficient de Manning n , de vitesse à pleine section v_f . Les caractéristiques de la conduite sont choisies aléatoirement dans des intervalles représentatifs des caractéristiques des réseaux d'assainissement (tableau C.1). L'hydrogramme utilisé pour la simulation est caractérisé par son débit de pointe Q_{in} , son volume ΔV et sa durée d , et il est aussi déterminé aléatoirement.

Pour la détermination du modèle, nous considérons plusieurs formes d'équations faisant intervenir jusqu'à 4 nombres adimensionnels dérivés des travaux de Ackers et Harrison (1964) et de Kovacs (1988). A l'issue de l'ajustement des paramètres de ces équations, réalisé en minimisant l'erreur quadratique moyenne sur 10 000 simulations, nous procédons à une validation sur 6000 simulations ultérieures.

En conclusion de cette procédure, nous obtenons 4 modèles (tableau C.4), fournissant tous des estimations satisfaisantes de l'atténuation, mais avec des performances et des niveaux de complexité variables. Suivant les applications, l'un ou l'autre pourra être retenu. Pour la discussion générale que nous allons développer dans la suite du chapitre à propos des effets de l'atténuation sur le CS, nous pouvons utiliser le modèle le plus simple (équation C.2.3), qui ne fait intervenir qu'un seul nombre adimensionnel :

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = 1.02 - 0.190 \frac{V_c \cdot Q_{in}^{0.786}}{\Delta V \cdot Q_f} \quad (10.1)$$

où Q_{out} et Q_{in} sont les débits de pointe en sortie et en entrée de la conduite, et leur rapport quantifie l'atténuation ; V_c est le volume de la conduite, Q_f le débit dans la

conduite à pleine section, et ΔV le volume de l'hydrogramme. La notation employée pour la description des hydrogrammes est reportée en figure 10.3.

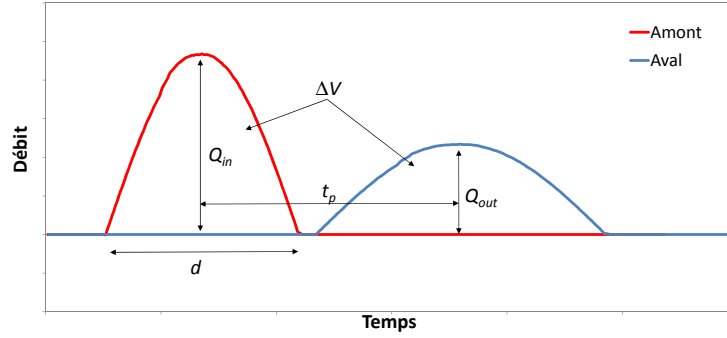


FIGURE 10.3.: Notation employée pour l'atténuation des hydrogrammes.

Le terme $\frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f}$ peut être réécrit (section C.2.2) en fonction de deux autres facteurs, qui représentent l'un la durée de l'hydrogramme (d), l'autre le temps de parcours dans la conduite, t_p :

$$\frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f} = \frac{1}{\alpha} \frac{t_p}{d}$$

α étant un facteur dépendant de la forme de l'hydrogramme et dont la validation a montré qu'il n'est que peu significatif pour les estimations (annexe C). Cette réformulation du nombre adimensionnel permet de réécrire l'équation 10.1 sous deux formes qui nous seront utiles pour l'étude du CS :

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = 1.02 - 0.190 t_p \cdot \frac{Q_{in}}{\Delta V}^{0.786} \quad (10.2)$$

et, si on considère que $\alpha \approx 1$:

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} \approx 1.02 - 0.190 \frac{t_p}{d}^{0.786} \quad (10.3)$$

Par la suite, nous allons supposer que l'atténuation d'un pic lors de l'écoulement dans un réseau d'assainissement avec un temps de parcours t_p peut être assimilé à celui dans une seule conduite ayant le même t_p , et à laquelle on peut appliquer les modèles 10.2 et 10.3.

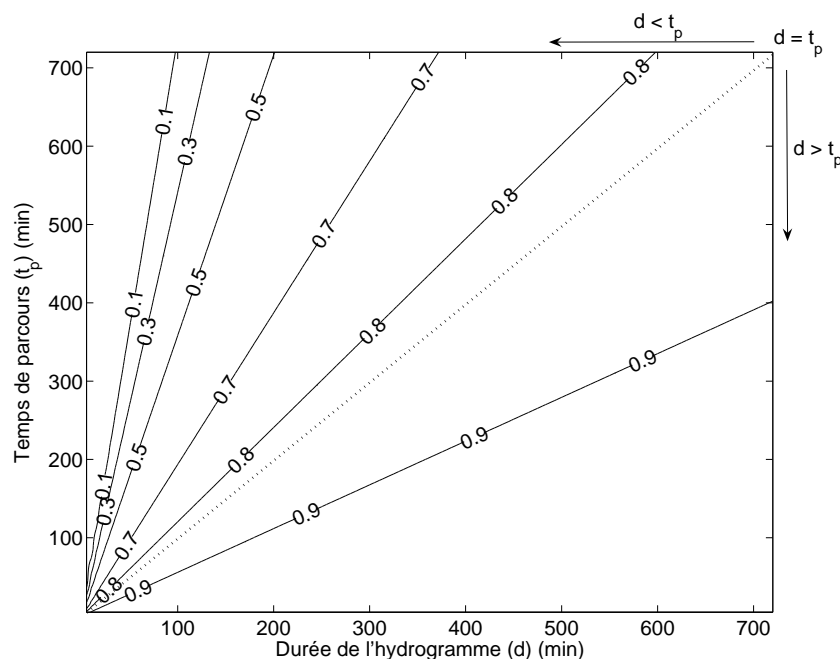


FIGURE 10.4.: Atténuation (Q_{out}/Q_{in}) en fonction de t_p et d .

10.2. Résultats et discussion

Dans cette section nous appliquons le modèle de l'atténuation que nous avons développé à l'analyse des effets de ce phénomène dans le cadre du CS. D'abord, nous allons étudier l'importance de l'atténuation des hydrogrammes dans les bassins versants urbains dans des conditions de pluie critique, sur la base de l'équation 10.3. Ensuite, nous allons analyser l'interaction entre ce phénomène et les réglementations de débit et de volume. Pour cette seconde analyse, nous allons utiliser l'équation 10.2.

L'atténuation dans un réseau d'assainissement soumis à une pluie critique

Si on considère l'équation 10.3, on peut étudier le comportement de l'atténuation par rapport aux deux variables t_p et d (figure 10.4). On remarque que l'atténuation est peu significative ou nulle lorsque $d > t_p$. Pour la droite $d = t_p$, $\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = 0.83$. Au contraire, pour des hydrogrammes plus brefs que leur temps de parcours dans le réseau, l'atténuation devient importante.

Nous pouvons interpréter la figure 10.4 dans le cas d'un bassin versant urbain soumis à une pluie critique, pour laquelle l'ensemble de la superficie du bassin contribue au débit à l'exutoire.

Soit un bassin versant ayant un temps de concentration² t_c . La distance (en termes de temps d'écoulement en réseau) entre les parcelles les plus éloignées et l'exutoire, sera elle aussi de l'ordre de t_c (l'hypothèse sous-jacente est que le temps de ruissellement en surface soit court par rapport à l'écoulement en réseau, ce qui est souvent acceptable en milieu urbain, Chocat et al. (1997), p. 981). Pour les hydrogrammes qui seront produits sur ces parcelles et rentreront dans le réseau d'assainissement, donc, $t_p \approx t_c$.

Une règle empirique très répandue en hydrologie (et en hydrologie urbaine) est que les pluies « critiques » pour un bassin versant, c'est-à-dire les pluies qui produisent les débits les plus importants à l'exutoire, sont celles dont les durées (d_{pluie}) sont proches du temps de concentration du bassin versant même ($t_c \approx d_{pluie}$).

On peut aussi considérer en première approximation que, pour une surface imperméable de petite taille, la durée d'un hydrogramme est proche de la durée de la pluie qui l'a produit ($d_{pluie} \approx d$).

Sous ces hypothèses, d'ailleurs très larges, on voit que pour les événements pluvieux critiques pour l'étude des inondations dans un bassin versant, l'atténuation sera peu significative : même pour les parcelles les plus éloignées de l'exutoire, t_p sera de l'ordre de d , et l'atténuation *maximale* des contributions au débit global du bassin versant sera inférieure à 20%.

Ce raisonnement par ordres de grandeur nous montre que, en général, les conditions d'écoulement dans les réseaux ($d \approx t_p$) ne sont pas fortement éloignées de celles où l'atténuation peut jouer un rôle significatif ($d < t_p$). Cela suggère que, lorsqu'on fait passer l'eau à travers des TA et on modifie ainsi les caractéristiques des hydrogrammes en entrée du réseau, on puisse, en outre, modifier la façon dont les hydrogrammes seront atténués.

L'atténuation et les réglementations de rejet

Nous allons maintenant considérer les effets de l'atténuation sur l'efficacité, en termes de réduction du débit de pointe, des réglementations de débit et de volume que nous avons étudié dans les deux chapitres précédents. Nous allons considérer deux hypothèses par rapport au bassin versant : nous allons fixer son temps de concentration $t_c = 4$ h, et pour décrire sa pluviométrie nous allons utiliser les coefficients de Montana de la ZOH (section 8.1).

Considérons une surface imperméabilisée à l'aval de laquelle on installe une TA. On peut envisager deux situations :

2. On rappelle que le temps de concentration représente, pour un bassin versant, « le temps mis par l'eau pour parcourir la distance entre le point le plus éloigné (en temps d'écoulement) de l'exutoire et ce dernier. » (Chocat et al. (1997), p. 980).

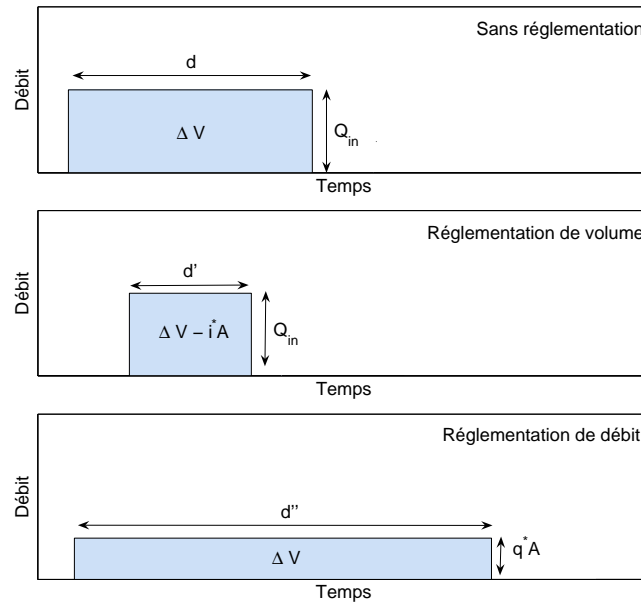


FIGURE 10.5.: Modifications de l'hydrogramme à l'aval d'une surface imperméable selon le type de réglementation.

- si la TA infiltre une partie des eaux ou, en général, réduit le volume de l'hydrogramme (en application d'une *réglementation de volume*), elle réduit *a priori* la durée de l'écoulement ;
- au contraire, si la TA limite le débit de pointe sans modifier le volume de l'hydrogramme (en application d'une *réglementation de débit*), la durée sera accrue.

On peut schématiser ces modifications des hydrogrammes comme dans la figure 10.5, où sont reprises les notations i^* et q^* pour les réglementations de volume et de débit (section 8.7).

Suite à ce qu'on a observé dans l'analyse précédente sur le rapport entre le temps de parcours t_p , la durée de l'hydrogramme d et l'atténuation, deux logiques sont envisageables pour réduire la contribution d'une surface au débit de pointe à l'exutoire du bassin versant : soit on limite le débit de pointe en entrée du réseau, soit on profite de l'atténuation pour qu'un débit même important en entrée soit très réduit en sortie.

Les réglementations de débit suivent la première logique : on limite le débit en entrée pour que, indépendamment de la distance de l'exutoire (évaluée par le temps de parcours t_p), le débit sortant soit limité. Au contraire, les réglementations de volume peuvent profiter de l'atténuation : si on parvient à réduire suffisamment d par rapport à t_p , même un débit de pointe significatif sera négligeable à l'exutoire du bassin versant. L'efficacité de cette deuxième logique dépend de la position de la surface dans le

bassin versant : si t_p est faible, la réduction de d nécessaire à obtenir une atténuation significative sera beaucoup plus importante que si t_p est grand. En d'autres termes, on peut supposer que la deuxième stratégie (réduire d , réglementations de volume) est plus adaptée lorsqu'on est loin de l'exutoire, tandis que la première (réduire Q_{in} , réglementations de débit) est plus adaptée quand on en est proche³.

Nous nous proposons de vérifier la validité de cette hypothèse, et surtout de vérifier si cette différence d'efficacité des réglementations de débit et de volume, dépendante de la distance de l'exutoire, est négligeable ou pas dans des conditions représentatives des bassins versants urbains. Nous allons donc étudier la contribution d'une « parcelle »⁴ au débit de pointe à l'exutoire du bassin versant, en fonction de la réglementation de rejet appliquée et de la distance entre la parcelle et l'exutoire, évaluée par le temps de parcours t_p .

Détermination des hydrogrammes d'entrée. Pour définir les hydrogrammes « de référence » (i.e. en l'absence de réglementations), nous allons appliquer la formule rationnelle à la parcelle :

$$Q_{in} = C \cdot I \cdot A$$

avec : C le coefficient d'imperméabilisation, I l'intensité de la pluie, A la surface de la parcelle. On considère une surface imperméable telle que $C \cdot A = 1$ ha. Cette surface peut représenter, par exemple, un parking complètement imperméabilisé ($C = 1$) de 1 ha, ou un lotissement de 2.5 ha avec un coefficient d'imperméabilisation $C = 0.4$. D'ailleurs, ce choix permet de passer facilement à des grandeurs spécifiques (les débits en $\text{ls}^{-1} \text{ha}^{-1}$, les volumes en $\text{m}^3 \text{ha}^{-1}$).

La relation entre Q_{in} et ΔV n'est pas arbitraire, mais dépend de la pluie qui produit l'hydrogramme : pour avoir des conditions réalistes, nous devons choisir une relation entre l'intensité I et la hauteur de pluie correspondante. Cette relation est donnée par les courbes IDF, pour une période de retour donnée (annexe B) : nous allons employer la formule de Montana avec les coefficients a et b de la ZOH, pour une période de retour décennale. Pour une durée de pluie d_{pluie} , donc, l'hydrogramme de référence est complètement défini par :

$$\begin{aligned} I(d_{pluie}) &= a d_{pluie}^{-b} \\ Q_{in} &= (CA) \cdot I \\ \Delta V &= (CA) \cdot I \cdot d_{pluie} = Q_{in} \cdot d_{pluie} \end{aligned}$$

On peut calculer le débit à l'exutoire correspondant ($Q_{out}(t_p)$) grâce à l'équation 10.2.

3. Cette hypothèse est aussi la conclusion de l'étude préliminaire que nous avons conduite sur un modèle d'atténuation dérivé de Ackers et Harrison (1964), présentée dans Petrucci et Tassin (2011).

4. Nous utilisons ici une définition de parcelle au sens large : elle représente une partie du bassin versant, petite par rapport à ce dernier, dont les eaux de ruissellement sont captées par une TA avant de rentrer dans le réseau d'assainissement.

Les hydrogrammes modifiés sont construits comme schématisé dans la figure 10.5 :

- pour les réglementations de volume, $Q'_{in} = Q_{in}$, et

$$\Delta V' = \Delta V - i^* \cdot CA;$$

- pour les réglementations de débit, $\Delta V' = \Delta V$, et

$$Q'_{in} = q^* \cdot CA.$$

et $Q_{out}(t_p)$ peut être calculé à partir du modèle d'atténuation.

Le volume spécifique des TA v^* , nécessaire à mettre en œuvre les réglementations de débit et de volume peut être calculé : pour les réglementations de volume, il est égal à i^* , sachant que $1 \text{ mm} = 10 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1}$; pour les réglementations de débit, on peut utiliser les volumes spécifiques calculés avec la méthode des pluies en annexe B pour les mêmes coefficients de Montana de la ZOH utilisés ici (tableau 10.1).

$q^* (1\text{s}^{-1} \text{ ha}^{-1})$	0.5	1	2	3	5	8	10	15	20	30	50
$v^* (\text{m}^3 \text{ ha}^{-1})$	596	478	383	336	286	246	229	201	184	161	138

Tableau 10.1.: Volumes spécifiques de stockage pour la mise en œuvre de réglementations de débit. Calcul réalisé pour $T = 10$ ans sur le bassin de la ZOH (annexe B).

Enfin, nous allons utiliser l'hypothèse faite sur le temps de concentration du bassin versant : $t_c = 4 \text{ h}$. Fixer t_c nous permet de limiter les intervalles de t_p et d_{pluie} à analyser :

- t_p est limité à 4 h, car pour les surfaces les plus éloignées de l'exutoire, $t_p \approx t_c$;
- on peut utiliser plusieurs durées de pluie proches de t_c (d_{pluie} allant de 2 h à 8 h). A partir de ces différentes pluies, nous obtiendrons plusieurs valeurs de Q_{out} pour chaque réglementation et pour chaque t_p : nous allons choisir à chaque fois la valeur de Q_{out} maximale. Cette valeur représente donc la plus grande contribution d'une surface située à une distance t_p de l'exutoire, soumise à une réglementation donnée, pour des durées de pluie de l'ordre de t_c ⁵.

Le résultat du calcul, pour des valeurs de t_p de 5 minutes, 2 heures, 3 heures et 4 heures, qui correspondent à des parcelles de plus en plus éloignées de l'exutoire, est

5. Cette procédure en apparence complexe est un compromis entre petite et grande échelle : si on avait raisonné à petite échelle (i.e. à l'échelle d'une surface imperméable), on aurait dû considérer toutes les valeurs de d_{pluie} pour déterminer celle pour laquelle Q_{out} est maximal. Or, ce n'est pas dit que cette valeur de d_{pluie} qui maximise une « contribution élémentaire » soit celle qui est la plus critique pour le bassin versant dans son ensemble. Pour prendre en compte la grande échelle, on a utilisé l'hypothèse classique $d_{pluie} = t_c$, et nous l'avons relaxée ($d_{pluie} = t_c \cdot (1 \pm 0.5)$) pour prendre en compte la variabilité des contributions élémentaires.

présenté dans la figure 10.6. Les graphiques présentent la contribution en termes de débit spécifique à l'exutoire, en fonction du volume de la TA imposé par la réglementation.

Résultats. Une première remarque d'ordre général concerne l'atténuation du débit de référence : en passant de $t_p = 5$ min à $t_p = 240$ min, le débit de référence passe de $42 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ à $30 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. L'atténuation n'est pas très forte (les débits restent du même ordre de grandeur) mais significative, avec une diminution du débit de pointe de 30% environ. Ce résultat permet d'apprécier combien le « raisonnement linéaire » appliqué au changement d'échelle (équation 7.3), qui est commun dans la pratique (section 7.1.1), est une simplification majeure du comportement du bassin versant. En effet, ce résultat montre bien que considérer que tous les hectares imperméabilisés contribuent de la même façon au débit global du bassin versant est très approximatif.

De manière plus détaillée, pour $t_p = 5$ min, l'atténuation est négligeable, et on peut comparer les effets des réglementations comme si elle n'était pas présente. On observe que les réglementations de débit, en général, sont plus efficaces que celles de volume (l'efficacité, en ce contexte, indique que, avec un même volume de stockage, on obtient un Q_{out} inférieur). Il y a deux exceptions à ce comportement :

- le premier point de la courbe de débit ($V = 138 \text{ m}^3$). Ce point correspond à $q^* = 50 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, ce qui est plus élevé que le débit de référence. Evidemment, dans ce cas, on peut obtenir le même effet (aucune réduction du débit de pointe à l'exutoire) avec des volumes inférieurs ;
- le dernier point de la courbe de débit ($V = 596 \text{ m}^3$). Ce point ($q^* = 0.5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$) est moins performant que la réglementation de volume $i^* = 50$ mm. En effet, cette dernière réglementation annule le débit à l'exutoire avec un volume de stockage inférieur (500 m^3). Cette performance n'est pas due à l'atténuation, mais à l'élimination de tout volume de ruissellement.

Pour $t_p = 120$ min, la parcelle qui correspond à cette valeur de t_p est située, en évaluant la distance par le temps de parcours à l'exutoire, au « milieu » du bassin versant, dont $t_c = 240$ min. On voit apparaître les effets de l'atténuation : alors que la courbe correspondant aux réglementations de débit a peu changé par rapport au cas précédent, celle des réglementations de volume est beaucoup aplatie. En effet, un volume de 400 m^3 limite le débit à l'exutoire à $5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, au lieu que $15 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ pour $t_p = 5$ min. Même les volumes les plus faibles ont un effet sensible. Cependant, l'effet de l'atténuation n'est pas suffisant pour changer de façon significative le rapport d'efficacité entre réglementation de débit et de volume. On peut juste remarquer que, pour un volume de 480 m^3 environ, les deux réglementations donnent le même débit à l'exutoire.

Lorsque $t_p = 180$ min l'effet est de plus en plus sensible : les réglementations de débit qui restent plus efficaces à parité de volume sont celles comprises entre $q^* = 2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ et $q^* = 20 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. On remarque aussi que, pour $i^* = 40$ mm le

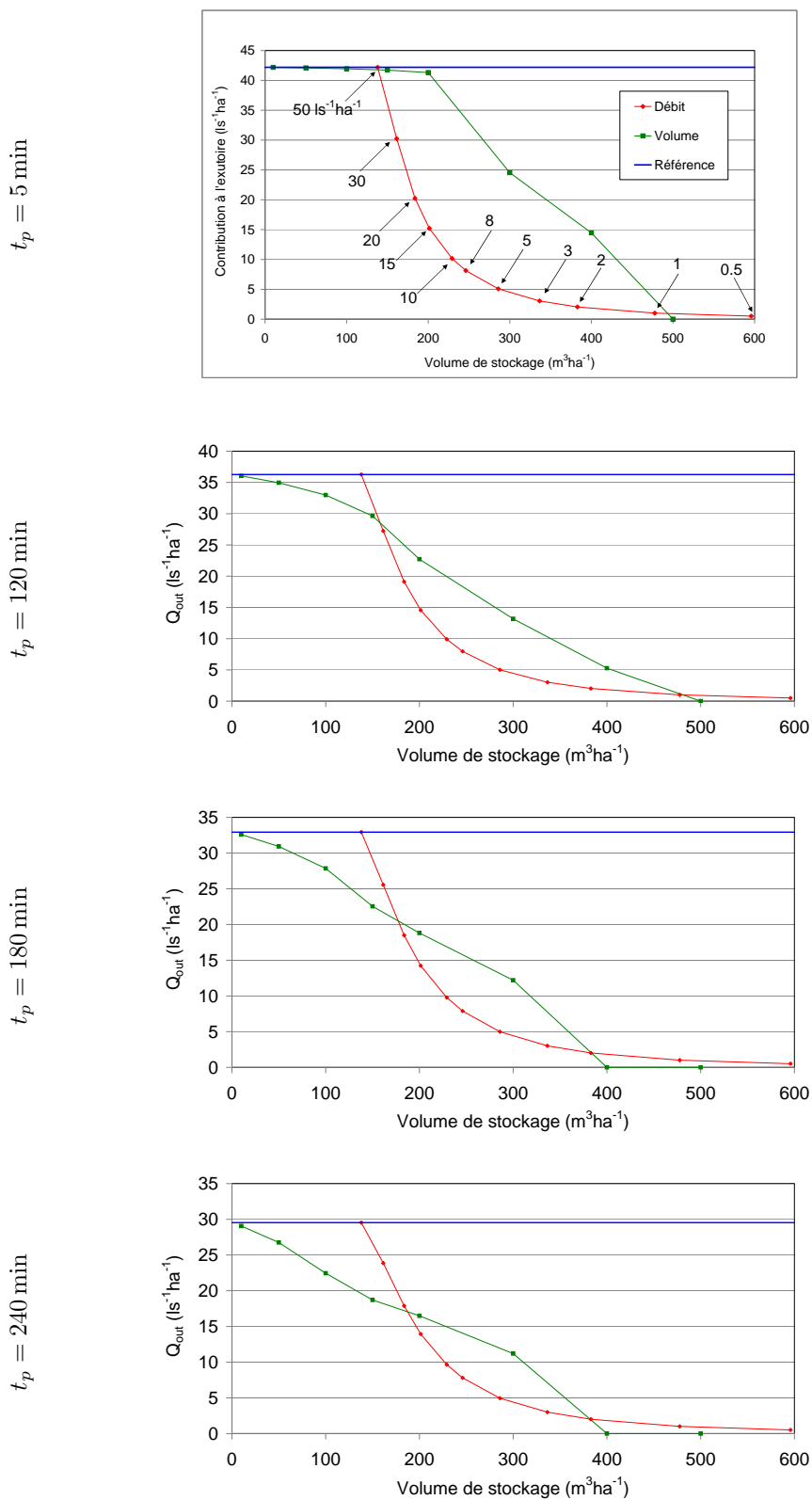


FIGURE 10.6.: Effet de l'atténuation sur les réglementations de rejet : Q_{out} pour une pluie décennale de durée d_{pluie} comprise entre 120 et 480 minutes.

débit à l'exutoire est nul : alors que sans atténuation cette réglementation produisait un débit à l'exutoire de $15 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, par l'effet de l'atténuation, ce débit est devenu négligeable.

Enfin, dans la situation limite des parcelles plus éloignées du bassin versant ($t_p = 240 \text{ min}$), les réglementations de débit sont les plus efficaces seulement pour $2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1} < q^* \leq 15 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$.

En conclusion, nous observons que, suivant la position dans le bassin versant (en particulier, la distance de l'exutoire), une même contribution élémentaire au débit global peut être obtenue d'une façon plus efficace avec un type de réglementation ou un autre. Nous avons confirmé l'hypothèse initiale : alors que les réglementations de débit ne profitent pas de l'atténuation et sont donc peu influencées par la distance à l'exutoire, les réglementations de volume deviennent plus efficaces en s'éloignant de ce dernier. En augmentant t_p , le débit à l'exutoire correspondant à certaines réglementations de débit peut être obtenu par une réglementation de volume demandant un moindre volume de stockage. Nous avons aussi montré que les distances en jeu sont compatibles avec celles caractéristiques des bassins versants urbains.

Pour évaluer l'intérêt pratique des résultats, nous rappelons que nous avons utilisé des données relatives à l'Ile-de-France (courbe IDF de Bretigny-sur-Orge). Les valeurs de volume jusqu'à $200 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1}$ sont donc peu intéressantes dans la pratique, car elles correspondent à des valeurs de q^* supérieures à $15 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, au-delà de toutes les réglementations que nous avons observées dans la région (chapitres 3 et 6). Par contre, ce qui est plus intéressant est que les réglementations de débit qui sont moins efficaces que des réglementations de volume pour certains t_p , sont $q^* = 1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ et $q^* = 2 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, les valeurs de débit réglementaire les plus répandues (SDAGE, SDRIF, SIVOA, Hauts-de-Seine, etc.). Dans la section 9.3, nous avons observé que les réglementations de débit avec des contraintes strictes, dans nos conditions expérimentales, étaient efficaces dans la réduction des débits importants et peu fréquents (objectif « inondations »). Ce qu'on voit ici est que, du moins dans certaines parties du bassin versant, ces réglementations strictes peuvent être moins efficaces que des réglementations de volume.

10.3. Conclusion : l'approche top-down pour la modélisation du CS

Dans ce chapitre, nous avons développé un modèle de l'atténuation des hydrogrammes lors de l'écoulement dans une conduite, et nous l'avons appliqué aux réglementations de rejet. Le point de départ de cette analyse était l'idée qu'en partant des processus significatifs à l'échelle du bassin versant, il était possible de construire des

modèles capables de donner des informations sur le CS sans nécessiter une description excessivement fine du bassin versant. Cette démarche traduit ce qu'on appelle, en modélisation, l'approche *top-down*.

Le modèle que nous avons développé a plusieurs limitations. La principale est qu'il ne prend en compte que l'atténuation de la contribution d'une parcelle au débit global du bassin : les superpositions entre les contributions, la mise en charge éventuelle du réseau, la présence d'ouvrages spéciaux, ne sont pas considérées. Pourtant, ces limites ont surtout des conséquences pour des applications pratiques (i.e. sur l'applicabilité du modèle à des cas réels), et elles ne modifient pas l'intérêt de notre démarche en tant qu'application d'une approche *top-down* au CS.

Une deuxième limitation est l'extrapolation que nous avons faite du modèle, développé sur une conduite, à un réseau d'assainissement. Cette extrapolation devra sûrement être étudiée et validée par des recherches ultérieures, et le modèle pourrait être adapté en conséquence. Cependant on peut supposer que, même si des adaptations seront nécessaires pour traiter le cas d'une succession de conduites, la structure conceptuelle du modèle restera inchangée.

Ce qui est important dans notre analyse, donc, au delà des résultats numériques qui pourraient changer avec le modèle, est dans l'application au CS : à partir de *deux seules informations* spécifiques du bassin versant — la courbe IDF et le temps de concentration — nous avons pu déterminer où, dans le bassin versant, des réglementations de débit sont plus ou moins efficaces que des réglementations de volume pour limiter les débits de pointe pour un temps de retour donné. Ensuite, les résultats que nous avons obtenus en termes de t_p peuvent être traduits, par exemple, dans un zonage, à partir des caractéristiques du réseau. Un tel zonage pourrait être utilisé par une collectivité pour conseiller les types de TA à réaliser au niveau des aménagements, suivant leurs positions dans le bassin versant.

On voit que, à partir de quelques informations globales sur le bassin on peut obtenir, en appliquant ce modèle *top-down*, des informations significatives sur le CS.

Sûrement, des modèles *top-down* tels que celui que nous avons construit ont une portée très limitée, car ils ne décrivent qu'un seul aspect du CS : dans notre cas, on ne considère que les débits de pointe et non pas les autres aspects du comportement hydrologique du bassin versant. Cependant, on peut envisager une *batterie de modèles top-down*, décrivant chacun un aspect significatif de l'interaction CS - bassin versant : ce jeu de modèles pourrait être utilisé pour réaliser des diagnostics locaux et déterminer des réglementations de rejet adaptées aux territoires sans devoir recourir, dans chaque cas, à la modélisation physique distribuée.

Conclusions de la troisième partie : un bilan hydrologique du contrôle à la source

Nous avons commencé cette troisième partie de la thèse en décrivant le passage, en hydrologie urbaine, des modèles globaux aux modèles physiques distribués. Cette évolution, entre 1970 et 2000, a été strictement liée au « référentiel réseau ». Pour cette raison, d'une part nous nous sommes demandés si les modèles développés dans ce référentiel pouvaient être extrapolés à un référentiel différent et, en particulier, s'ils étaient adaptés (ou pouvaient être adaptés) à l'étude du CS. D'autre part, nous avons fait l'hypothèse qu'une approche de modélisation *top-down* aurait pu produire des outils, plus « parcimonieux » que les modèles physiques distribués, adaptés à des questions pratiques de choix des réglementations de rejet.

Dans les chapitres 8 et 9 nous avons exploré la première de ces deux directions, en adaptant un modèle classique de l'hydrologie urbaine (SWMM 5) à l'étude des réglementations de rejet, et en l'appliquant à deux bassins versants. Dans le chapitre 10, au contraire, nous avons suivie une démarche *top-down* pour développer et appliquer au CS un modèle de l'atténuation des hydrogrammes dans les conduites.

Nous avons trouvé des réponses positives à nos deux questions : oui, les modèles physiques distribués peuvent, effectivement, être adaptés à l'étude du CS et oui, une approche *top-down* permet de développer des outils plus simples et facilement applicables. Cependant, les différences dans le degré de développement des deux types de modèle sont très importantes. La modélisation physique distribuée est une pratique consolidée et très répandue dans l'usage, tant des chercheurs que des collectivités. Les adaptations que nous avons apportées (algorithmes génétiques pour le calage, description des sous-bassins par typologie de surfaces, description implicite des TA au niveau des sous-bassins, usage des courbes des débits classés pour étudier le régime hydrologique) ne sont pas structurelles, et sont relativement classiques dans certains domaines de l'hydrologie. L'originalité de notre travail a été leur application à l'étude du CS, dans laquelle elle ne sont pas courantes. Au contraire, l'approche *top-down* est très rare, actuellement, en hydrologie et, même si des applications existent, elles sont extrêmement limitées (Sivapalan et Young, 2005). Le modèle que nous avons développé

pour l'atténuation est, pour l'instant, plus un exemple qu'un outil immédiatement applicable, et il ne traduit qu'une partie réduite du comportement à grande échelle du CS. Par conséquent, une collectivité qui se poserait, aujourd'hui, le problème de choisir une réglementation de rejet, n'aurait d'autre choix que de recourir aux modèles physiques distribués. Par contre elle pourrait, assez facilement, prendre en compte l'ensemble des adaptations que nous avons identifiées pour l'étude du CS. Pour pouvoir appliquer des modèles issus de l'approche *top-down*, au contraire, un effort de recherche complémentaire sera nécessaire pendant les années à venir.

Au delà des modèles utilisés, nous avons centré notre analyse sur les réglementations de débit et de volume. Sans reprendre l'ensemble des observations que nous avons faites dans les différents chapitres, deux éléments importants ressortent à propos des réglementations et de leur choix.

En premier lieu, la modélisation nous a permis de remettre en question des simplifications que nous avons observées dans les choix des réglementations par les collectivités. La première est la « vision incrémentale » du CS : nous avons vu, par notre analyse de sensibilité de la contrainte, que si on se pose un objectif environnemental, on ne peut dire *a priori* si une réglementation de débit plus stricte est toujours meilleure qu'une moins stricte. La deuxième simplification est le « raisonnement linéaire » appliqué au changement d'échelle : même sans prendre en compte d'autres phénomènes, tels la superposition des débits, l'atténuation des hydrogrammes est suffisante pour montrer une différence significative entre les différentes parties du bassin versant du point de vue de la contribution au débit global. Ce dernier point suggère que, surtout pour les grands bassins versants urbains, il faudrait élaborer des réglementations non uniformes.

En deuxième lieu, nous avons remarqué une supériorité, sous maints aspects, des réglementations de volume sur celles de débits. Cela ressort fortement de plusieurs de nos résultats, et confirme des argumentations que nous avons trouvées dans la littérature (section 4.1.3). Les critères pour lesquels on observe cette meilleure performance ne sont pas seulement environnementaux (débits courants, *water balance*, etc.) mais aussi, au moins dans certains cas, liés au fonctionnement du réseau. Il est clair que ce résultat n'est pas général, dans la mesure où le choix de la *meilleure* réglementation ne peut se faire que localement. Cependant, cela nous permet de mettre en lumière les conséquences d'un autre aspect des pratiques de réglementation du CS en France : le succès et la diffusion systématique des réglementations de débit (section 7.1.3). Ces réglementations ne peuvent être exclues des options disponibles, car d'une part elles pourraient être adaptées à des territoires spécifiques et, d'autre part, les conditions locales de la faisabilité des réglementations de volume restent à étudier (section 4.1.3). Cependant, sur la base de nos résultats, nous pouvons affirmer que ce sont les réglementations de volume qui devraient être toujours les premières alternatives à être prises en considération.

Conclusions générales

Nous avons développé notre recherche sur le contrôle à la source des eaux pluviales (CS) en suivant une approche multidisciplinaire, peu fréquente dans la littérature de l'hydrologie urbaine, conjuguant sciences de l'ingénieur et sociologie de l'action publique. L'ensemble des analyses réalisées a été structuré le long de trois axes principaux.

Le premier axe consistait à reconstruire une vision d'ensemble du CS incluant son développement historique et sa diffusion actuelle, tant d'un point de vue scientifique que de celui de sa mise en pratique à travers les politiques des collectivités. Il s'agissait de comprendre comment cette stratégie, encore en phase de construction et de formalisation, porte les acteurs à penser et à réaliser la gestion des eaux pluviales urbaines. Cette analyse a mis en évidence une superposition d'approches successives de la gestion des eaux pluviales : jusqu'aux années soixante, la seule stratégie appliquée, développée et consolidée pendant près d'un siècle, est celle que nous avons désignée comme la stratégie du tout-au-réseau, reposant sur l'évacuation totale et rapide des eaux pluviales. Sous la pression de l'urbanisation rapide, cette stratégie entre en crise : pour continuer à assurer l'évacuation totale des eaux pluviales de la ville, on est obligé d'étaler les apports au réseau dans le temps, ce qui amène à une deuxième stratégie, le tout-au-réseau-mais-lentement. La mise en oeuvre de cette stratégie commence avec les grands bassins de retenue, mais rapidement elle s'étend à des ouvrages et à des surfaces de taille de plus en plus réduite : les techniques alternatives (TA) sont nées. Dès les années quatre-vingts, les premières réglementations de rejet qui demandent la réalisation systématique de TA pour toute urbanisation nouvelle voient le jour ; aujourd'hui ces réglementations se généralisent. Simultanément, une nouvelle stratégie est en train de se construire. En raison d'une préoccupation de plus en plus pressante pour les interactions entre la ville et son environnement (le milieu récepteur en premier lieu), on remet en cause le principe même d'évacuation totale des eaux de la ville, et nous pourrions qualifier cette dernière stratégie de « pas-tout-au-réseau ». Les eaux pluviales doivent être gérées sur place, au plus près d'où elles tombent ; leur débit, et plus récemment leur volume, est limité : c'est le contrôle à la source.

Ces trois stratégies ne s'excluent pas réciproquement mais sont complémentaires. Les systèmes d'assainissement pluvial (en tant qu'objets physiques mais aussi en tant que systèmes socio-techniques) sont aujourd'hui une superposition et une synthèse de ces différentes stratégies : ils intègrent le réseau, les grands bassins et les TA, ainsi que des acteurs sociaux, politiques et techniques en interaction. Leur fonctionnement

relève de principes aussi bien hydrauliques qu'hydrologiques et environnementaux. Cette multiplication des objets, des acteurs et des techniques sont à l'origine d'une complexité accrue donnant lieu, dans un objectif opérationnel, à des simplifications que nous analysons dans les deux autres axes de la thèse.

Dans le deuxième axe, la recherche a porté sur l'identification et la caractérisation des rationalités qui interviennent dans la traduction du CS dans des politiques au niveau des territoires. Pour y parvenir, nous avons reconstruit et analysé l'histoire locale du CS pour un échantillon de collectivités, sur la base d'une recherche documentaire et d'entretiens avec des techniciens qui ont participé à l'élaboration des politiques. Nous montrons que les instruments de politique publique mis en oeuvre par les collectivités ne sont pas de purs et simples instruments de gestion des eaux pluviales ; ils ne constituent pas une « boîte à outils » dans laquelle les techniciens peuvent choisir librement les plus adaptés à l'un ou l'autre des objectifs de gestion des eaux qu'ils se fixent. L'élaboration des instruments par les collectivités intègre des objectifs politiques, guidés par des valeurs qui peuvent nécessiter des compromis et qui peuvent se faire aux dépens d'une logique hydrologique. Utiliser cette logique, qui relie les politiques de CS au fonctionnement du bassin versant, comme référentiel pour évaluer le processus d'élaboration des réglementations a permis de pointer plusieurs raccourcis. En particulier, la plupart des réglementations témoignent d'une logique ancrée dans le tout-au-réseau-mais-lentement, ce qui est manifeste dans l'élaboration par la plupart des collectivités de réglementations de débit comme seule option réglementaire.

Le troisième axe a été celui de la modélisation hydrologique. Si les deux premiers axes suivaient une démarche d'observation et d'analyse, le troisième avait pour objectif de tester des solutions et de proposer des perspectives pour répondre aux questions posées par la mise en oeuvre du CS. Notre contribution à la modélisation hydrologique avait deux propos : d'une part contribuer à la compréhension des effets des politiques de CS à l'échelle du bassin versant ; d'autre part, développer des outils permettant, à l'avenir, d'élaborer des réglementations de rejet plus pertinentes à l'échelle du bassin versant et de ses interactions avec le milieu récepteur. Ce second propos, guidé par un souci de faisabilité opérationnelle, est particulièrement important à la lumière des problèmes constatés dans l'analyse des politiques : les outils d'analyse pour supporter l'élaboration des réglementations se doivent d'être compatibles avec la temporalité et les moyens de l'action publique.

Du point de vue méthodologique, le principal enjeu de la modélisation du CS est de réaliser le changement d'échelle entre le fonctionnement des TA individuelles, à l'échelle des parcelles, et le fonctionnement d'ensemble de la politique de CS, à celle du bassin versant. Nous avons abordé cet aspect en développant deux perspectives de modélisation différentes : d'une part, en utilisant des modèles physiques distribués, classiques en hydrologie urbaine, et qui permettent d'obtenir une vision d'ensemble du fonctionnement du bassin à partir d'une description fine de ses éléments constitutifs

et des politiques de CS appliquées (approche *bottom-up*); d'autre part, par une modélisation *top-down* visant à représenter les seuls processus pertinents à l'échelle du bassin sans recourir à une description fine des échelles inférieures.

Plusieurs considérations d'ordre général émergent du travail réalisé.

La première concerne le rapport entre les techniques alternatives et le contrôle à la source. Nous avons constaté que réaliser des TA ne veut pas dire mettre en oeuvre le CS : une telle stratégie présuppose, au delà de la réalisation systématique des TA, leur coordination en vue de réaliser des objectifs collectifs (réduction des inondations, des impacts sur le milieu récepteur, etc.) à l'échelle de la ville et de son environnement. Au contraire, les TA participent d'une démarche localisée d'aménagement urbain (création d'un paysage urbain, espace public amène, etc.). Les questions posées par le développement d'une politique de CS pertinente sont donc complètement différentes de celles posées par la réalisation de TA, les compétences ne se superposent pas et les outils ne sont pas interchangeables. L'absence de reconnaissance de cette distinction essentielle est à la base, à notre avis, de plusieurs des questionnements que nous avons évoqués à propos des pratiques de réglementation :

- la carence du débat, scientifique et technique, sur les meilleures pratiques de réglementation à mettre en place (type de réglementation — volume et/ou débit —, définition d'un zonage, quantification de la norme);
- la carence du débat sur les procédures et les moyens à déployer pour l'élaboration des réglementations (quelles considérations, quelles données et quels outils techniques pour rationaliser le débat politique sur le choix d'une réglementation);
- le caractère peu approfondi des réflexions sur les effets du CS, envisagés plutôt comme la somme des effets des TA (simplification du problème hydrologique, recours systématique à des références externes et préexistantes);
- la valorisation, en l'absence d'une vision d'ensemble préalable, de réglementations de rejet toujours plus strictes (ce qu'on a désigné par l'expression « vision incrémentale du CS »).

Ces questionnements sont d'autant plus graves qu'ils découlent de logiques retrouvées très souvent dans les collectivités, et qu'ils sont amplifiés par l'application systématique des TA propre aux réglementations de rejet. Les logiques actuelles seront de plus en plus déterminantes dans le comportement hydrologique à venir de nombreux bassins versants urbains. A terme, elles pourront même produire des effets pervers, tant du point de vue de la collectivité et de la gestion des services (gestion inefficace du système d'assainissement), que du point de vue hydrologique.

L'absence d'une distinction claire entre TA et CS n'est pas propre exclusivement au raisonnement des collectivités : même dans des travaux qui revendiquent une approche scientifique nous avons constaté une tendance à cette confusion, et à prôner la réalisation la plus rapide et la plus large possible de TA, en négligeant les aspects

d'ensemble pour se concentrer sur la mise en scène des TA dans le paysage urbain.

La deuxième considération qui découle de ce travail de thèse est la difficulté qu'éprouvent les services techniques des collectivités à relier les nouveaux objectifs attribués à l'assainissement pluvial à des politiques permettant de les atteindre. Nous l'avons constaté, par exemple, à propos du développement durable, qui regroupe souvent toutes les préoccupations (érosion des cours d'eau, qualité des eaux du milieu récepteur, biodiversité, participation des usagers à la gestion des eaux pluviales, etc.) que les acteurs ne parviennent pas à décliner sous la forme de critères explicites, et à relier par conséquent à des instruments précis.

L'hypothèse, que nous avons définie dès le chapitre 1 et que nous avons développée dans les chapitres 8 et 9, est qu'une approche d'analyse par les débits courants générés par un bassin versant est un support à la description de nombreuses interactions entre le bassin et le milieu récepteur (érosion, déversements d'orage, etc.). Nous avons proposé une analyse centrée sur les courbes des débits classés (DC), communes en hydrologie mais peu usitées en hydrologie urbaine, ainsi que des indicateurs représentant les débits courants (e.g. les débits dépassés pendant 1% ou 10% du temps pendant l'année) ou la fréquence de dépassement de seuils de débit faibles. Ces indicateurs, facilement adaptables à des besoins locaux spécifiques, peuvent constituer un point de départ important pour relier le CS à ses effets sur la ville et son environnement.

Certes, cette approche nécessite des développements ultérieurs quant à la relation entre débits courants et effets sur l'environnement (les indicateurs proposés sont une mesure indirecte de ces effets, ce qu'on désigne souvent comme des indicateurs *proxy*). Cependant, du point de vue des applications, elle peut permettre à une collectivité qui dispose d'un modèle physique distribué de son territoire, mais pas nécessairement de ressources pour développer des outils plus complexes (modèles des flux de polluants, modèles intégrés bassin versant/milieu récepteur, etc.), de l'utiliser pour estimer les effets de ses réglementations de rejet sur le milieu récepteur.

Une autre contribution de cette thèse au développement d'outils pertinents pour l'étude du CS est l'exemple que nous avons fourni d'une modélisation *top-down*. Nous avons développé un modèle d'atténuation des débits de pointe lors de l'écoulement dans le réseau d'assainissement. Cela nous a permis de montrer que, pour une parcelle donnée, et en fonction de sa position par rapport à l'exutoire du bassin versant, il est possible de déterminer quelles sont les types de TA les plus efficaces à mettre en place afin de réduire sa contribution au débit global à l'exutoire du bassin versant. Dans le cadre de cette thèse, focalisée sur les questions pratiques soulevées par le CS, nous proposons cette application d'une modélisation *top-down* comme une alternative à la demande importante de ressources des modèles physiques distribués classiques. Cet exemple offre aussi une autre interprétation possible. L'approche *top-down* des problèmes multi-échelles est abordée, en hydrologie, pas tant pour ses avantages pratiques, que pour sa capacité à permettre une meilleure compréhension des phénomènes agissant

aux différentes échelles. En abordant un phénomène à son échelle pertinente, il est possible d'obtenir des informations sur les processus qui l'influencent et, ensuite, d'essayer de reconstruire ses liens avec les échelles inférieures (« *fingering-down* », Sivapalan et Young, 2005). La modélisation de l'atténuation des hydrogrammes et son application au CS, dans cette perspective, représentent un exemple de l'usage de cette approche en hydrologie urbaine. Elle constitue un premier pas, ainsi qu'une proposition méthodologique, pour la compréhension du rapport entre le réseau d'assainissement et le CS.

Les deux approches suivies pour la modélisation hydrologique — *top-down* et *bottom-up* — permettent de conclure sur la pertinence des réglementations de rejet telles qu'elles sont appliquées aujourd'hui en France. Les réglementations de débit très strictes (de l'ordre de quelque $1\text{s}^{-1}\text{ha}^{-1}$), qui sont les plus courantes dans la pratique, ne sont pas *a priori* les plus adaptées : en ce qui concerne la limitation des débits de pointe, elles peuvent ne pas être les plus efficaces sur l'ensemble d'un bassin versant ; en ce qui concerne les débits courants elles peuvent conduire à des aggravations pour certains débits, et plus généralement parviennent imparfaitement à une mitigation des effets de l'urbanisation. Au contraire les réglementations de volume, bien que moins expérimentées, montrent une certaine capacité à réduire l'ensemble des effets de l'urbanisation que nous avons considérés, et cela sans présenter de risque d'effets pervers. Tout en reconnaissant qu'un choix pertinent de réglementation de rejet ne peut se faire que par rapport à un contexte particulier, qui définit les contraintes et les objectifs de la gestion des eaux pluviales au niveau local, ces résultats suggèrent toutefois que les réglementations de volume devraient être prioritaires par rapport aux réglementations de débit dans toute élaboration d'une politique locale. Elles devraient être aussi encouragées par les politiques à l'échelle régionale, visant à la diffusion de bonnes pratiques de contrôle à la source.

Perspectives de recherche

Cette thèse a étudié un objet, le CS, peu traité jusqu'à maintenant dans sa dimension globale de stratégie d'assainissement. Elle a présenté une série d'analyses qui peuvent constituer un point de départ important pour d'autres travaux sur le même objet, et a permis de définir plusieurs directions de recherche dont l'approfondissement apparaît prioritaire.

L'analyse des processus d'élaboration des politiques de CS a permis de formuler deux hypothèses interprétatives complémentaires des logiques sous-jacentes à la mise en oeuvre du CS par les collectivités. La première est l'existence d'une *path dependence* (dépendance au chemin emprunté par le passé), qui se traduit par une inertie dans le développement de nouveaux savoirs et de nouveaux outils dans les services techniques ; cette dépendance permet d'expliquer la persistance dans les pratiques d'anciennes

références et plus généralement de la stratégie du tout-à-l'égout-mais-lentement. La deuxième hypothèse est que le CS, en tant que mode de régulation de l'assainissement et à la différence des stratégies d'assainissement précédentes, est en train d'être formalisé sans avoir fait l'objet d'une véritable phase d'élaboration, sous la forme d'une expérimentation et d'un débat scientifique et technique approfondis. La conséquence de cette « formalisation précoce » de la stratégie est l'absence d'une base de connaissances suffisamment solide pour assurer sa mise en oeuvre efficace. Les deux hypothèses formulées sont cohérentes avec les données recueillies dans cette recherche, mais leur validation ne peut se faire sans une analyse beaucoup plus détaillée du jeu des acteurs qui participent à l'élaboration des réglementations (élus et techniciens, mais aussi aménageurs, services de l'Etat, bureaux d'étude, chercheurs) et des interactions entre ces acteurs. Une telle recherche permettrait, au delà de la description des logiques à l'oeuvre dans l'élaboration des réglementations de rejet des eaux pluviales, de structurer une réflexion plus générale sur les processus de traduction de stratégies globales de gestion de l'eau et des milieux aquatiques dans les politiques portées par les collectivités locales.

Plusieurs perspectives de recherches s'ouvrent aussi en ce qui concerne la modélisation hydrologique des effets du CS.

Nous avons développé une méthodologie d'analyse de scénarios que nous avons appliquée à des réglementations quelque peu schématiques (débit et volume), sur deux bassins versants urbains réels. Pour augmenter la généralité des résultats obtenus, il serait envisageable de réaliser de nouvelles études portant sur d'autres bassins versants ayant des caractéristiques géographiques et urbaines différentes, et à la limite sur des bassins versants « synthétiques ». Cela permettrait d'étudier les interactions, en matière de comportement hydrologique, entre les caractéristiques du territoire, de l'urbanisation et des réglementations. Afin de déterminer des réglementations plus efficaces, des scénarios plus complexes devraient être traités, incluant des réglementations non uniformes sur le bassin versant, ou des réglementations intégrant des limitations de volume et de débit.

Une autre perspective suggérée par notre recherche est l'approfondissement des relations entre les débits courants et les effets sur le milieu récepteur. Nous avons proposé une méthode d'analyse qui permet de quantifier les débits courants en sortie d'un bassin versant urbain ; l'étape suivante serait de relier les courbes DC et les indicateurs correspondant à des indicateurs caractérisant l'état du milieu récepteur. Ce type de recherche, qui sort du domaine de l'hydrologie urbaine, devrait être abordé aussi bien par des observations et campagnes de mesure, que par une modélisation intégrée du bassin versant et du milieu récepteur (e.g. Silva et al., 2011).

Egalement à propos des indicateurs, et de l'évaluation des effets du CS à l'échelle du bassin versant, nous avons remarqué une reconnaissance croissante, dans les études centrées sur le « *water balance* » urbain, des perturbations du cycle saisonnier du com-

portement hydrologique des bassins versants induites par l'urbanisation. La réduction de ces perturbations est l'un des défis qui pourront se poser bientôt aux politiques de CS. Ce type d'impact ne peut être décrit par les courbes DC, et demande par conséquent le développement d'autres représentations du régime des bassins versants et d'autres indicateurs.

Une dernière direction de recherche suggérée par cette thèse en termes de modélisation hydrologique du CS, est le développement d'une approche *top-down* pour aborder le changement d'échelle en hydrologie urbaine. Nous avons déjà insisté sur les avantages potentiels d'une telle démarche, tant pour les applications opérationnelles que pour aider la compréhension du fonctionnement des bassins versants urbains et, notamment, du rapport entre réseau et CS. En particulier, l'étude, par une approche *top-down*, de la superposition des débits générés par les différentes parties du bassin versant semble prometteuse : par rapport aux autres processus liés au passage de l'échelle des TA à l'échelle du CS, la superposition des débits a été depuis longtemps évoquée comme la source principale des risques d'aggravation des débits de pointe. Développer un modèle de ce processus pourrait permettre d'identifier les conditions qui doivent être réunies pour qu'une telle aggravation se produise, et de suggérer des solutions pour l'éviter.

Tous ces développements dans la modélisation du CS ne peuvent aboutir à un véritable succès s'ils ne sont pas supportés par une disponibilité de données de terrain suffisante. Pour cette raison, les études visant à mesurer les effets du CS à l'échelle du bassin versant, sur le temps long et réalisées aussi bien dans le cadre d'une démarche de recherche hydrologique que par des collectivités souhaitant recueillir des retours d'expérience sur leur territoire, pourraient constituer une ressource très importante. Ces recherches devraient viser à instrumenter des bassins versants, aujourd'hui relativement fréquents, où de nombreuses TA ont été réalisées, en application de réglementations de rejet. Un des objectifs privilégiés devrait aussi être l'étude des bassins versants, rares mais très significatifs, où des réglementations de volume sont appliquées. Ces dernières réglementations ont, en termes de compensation des effets de l'urbanisation sur le cycle de l'eau, un potentiel très important qui demande à être étudié dans le détail. Même les études sur les conditions d'application des TA dont le fonctionnement repose sur l'infiltration, l'évapotranspiration et la récupération et utilisation des eaux pluviales trouvent donc, au travers de cette recherche, une importance nouvelle. Les questions qui se posent à propos de ces TA concernent en particulier leur fonctionnement sur le long terme et leur faisabilité à grande échelle.

Ces questions que nous venons d'esquisser concilient les méthodes de la recherche et les impératifs du monde opérationnel. Les aborder doit permettre de clarifier les objectifs politiques qu'on assigne aujourd'hui à la gestion des eaux pluviales, et de contribuer au développement de politiques de contrôle à la source hydrologiquement fondées.

Bibliographie

- Aad, M. P. A., Suidan, M. T., Shuster, W. D., 2010. Modeling techniques of best management practices : Rain barrels and rain gardens using EPA SWMM-5. *Journal of Hydrologic Engineering* 15 (6), 434–443.
- Ackers, P., Harrison, A., 1964. Attenuation of flood waves in part-full pipes. In : ICE PROCEEDINGS. Vol. 28. Thomas Telford, pp. 361–382.
- Ackers, P., Harrison, A., Watkins, L., Sarjinson, E., McDowell, D., Smith, K., Hall, J., Appleby, F., Henderson, F., 1965. Discussion. Attenuation of flood waves in part-full pipes. In : ICE PROCEEDINGS. Vol. 32. Thomas Telford, pp. 608–622.
- Ahlman, S., de Roo, C., Svensson, G., Sieker, H., 2008. Source and flux modelling in urban stormwater management (STORM/SEWSYS) : application examples in Germany and Sweden. In : Thevenot, D. (Ed.), *Daywater : an adaptive decision support system for urban stormwater management*. International Water Association, pp. 133–148.
- Aires, N., Cavailles, E., 2009. Les techniques de contrôle des flux polluants dès la source du ruissellement : Retour d'expérience technico-économique en Île-de-France. *Techniques - Sciences - Méthodes (TSM)* (6), 69–76.
- Allen, R., 1980. *How to save the world : strategy for world conservation*. Kogan Page, London.
- Andersen, T., Schilling, W., 2001. Stormwater source controls in an urban rehabilitation project in down-town Oslo/Norway. In : GRAIE, Novatech 2001, Lyon, France.
- Andoh, R. Y. G., Iwugo, K. O., 2002. Sustainable Urban Drainage Systems — A UK Perspective. In : *Global Solutions for Urban Drainage. Proceedings of 9th International Conference on Urban Drainage (ICUD)*.
- Andréassian, V., 2005. Three riddles in hydrological modelling. *Mémoire d'Habilitation à Diriger les Recherches soutenu à l'Université Pierre et Marie Curie le 22 avril 2005*.
- Andrieu, H., Chocat, B., 2004. Introduction to the special issue on urban hydrology. *Journal of Hydrology* 299 (3-4), 163 – 165.
- Andrieu, H., Tassin, B., Barraud, S., 2010. Hydrologie urbaine, ou comment rendre l'eau transparente dans la ville. In : Coutard, O., Lévy, J.-P. (Eds.), *Ecologies urbaines. Collection Villes. Ed. Economica. Anthropos. Paris*, Ch. 7.
- Arthur, W., 1994. *Increasing returns and path dependence in the economy*. University of Michigan Press, p. 203.
- Azzout, Y., Barraud, S., Cres, F., 1994. Techniques alternatives en assainissement pluvial : choix, conception, réalisation et entretien. *Technique & Documentation, Lavoisier*, p. 372.
- Baladès, D., Trincat, A., 2008. L'assainissement pluvial intégré dans l'aménagement. *Éléments clés*

- pour le recours aux techniques alternatives. CERTU.
- Baladès, J., 1998. L'approche intégrée d'un projet d'aménagement : le diagnostic préalable de site. *Techniques - Sciences - Méthodes (TSM)* (4), 48–53.
- Balascio, C., Lucas, W., 2009. A survey of storm-water management water quality regulations in four Mid-Atlantic States. *Journal of environmental management* 90 (1), 1–7.
- Barles, S., 1999. La ville délétère : médecins et ingénieurs dans l'espace urbain, XVIII^e-XIX^e siècle. Editions Champ Vallon, p. 377.
- Barraud, S., de Becdelievre, L., et al., 2009. L'infiltration en questions. recommandations pour la faisabilité la conception et la gestion des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales en milieu urbain. Rapport d'étude, Programme de recherche ECOPLUIES, version 2.
- Becker, A., Braun, P., 1999. Disaggregation, aggregation and spatial scaling in hydrological modelling. *Journal of Hydrology* 217 (3-4), 239–252.
- Bergstrom, S., 1991. Principles and confidence in hydrological modelling. *Nordic Hydrology* 22 (2), 123–136.
- Bergstrom, S., Graham, L., 1998. On the scale problem in hydrological modelling. *Journal of Hydrology* 211 (1-4), 253–265.
- Bergue, J.-M., Ruperd, Y. (Eds.), 1994. Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales. Service Technique de l'Urbanisme, Ministère de l'Equipement. Technique & Documentation, Lavoisier, p. 275.
- Berthier, E., de Gouvello, B., Archambault, F., Gallis, D., 2010. Bilan hydrique des toitures végétalisées : vers des meilleures compréhension et modélisation. In : GRAIE, Novatech 2010, Lyon, France.
- Bertrand-Krajewski, J., 1993. Modélisation du transport solide en réseau d'assainissement unitaire : le modèle HYPOCRAS. *La Houille Blanche* (4), 243–255.
- Bertrand-Krajewski, J.-L., Laplace, D., Joannis, C., Chebbo, G., 2000. Mesures en hydrologie urbaine et assainissement. Technique & Documentation, Lavoisier, Paris, France, p. 794.
- Beven, K., 2006. A manifesto for the equifinality thesis. *Journal of Hydrology* 320 (1-2), 18–36.
- Beven, K., Binley, A., 1992. Future of distributed models : Model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological processes* 6 (3), 279–298.
- Blöschl, G., Sivapalan, M., 1995. Scale issues in hydrological modelling : a review. *Hydrological processes* 9 (3-4), 251–290.
- Bollig, S. R., 2007. Diffusion of innovations : how local governments shape public policy to promote progressive stormwater management. Mémoire de master, Department of Planning, Public Policy and Management of the University of Oregon.
- Booth, D., Jackson, C., 1997. Urbanization of aquatic systems : degradation thresholds, stormwater detection, and the limits of mitigation. *Journal of the American Water Resources Association* 33 (5), 1077–1090.
- Booth, D., Karr, J., Schauman, S., Konrad, C., Morley, S., Larson, M., Burges, S., 2004. Reviving urban streams : land use, hydrology, biology, and human behavior. *Journal of the American Water Resources Association* 40 (5), 1351–1364.

- Bordes-Pagès, E., Mémmi, N., Pénisson, L., Castano, S., Abadia, G., 1995. Référentiel de densités et de formes urbaines. IAURIF, www.iau-idf.fr/detail-dune-etude/etude/referentiel-de-densites-et-de-formes-urbaines.html.
- Bourdelaïs, P., Raulot, J., Demonet, M., 1978. La marche du choléra en France : 1832 et 1854. *Annales. Economies, Sociétés, Civilisations*. (1), 125–142.
- Bourdin, A., 2005. La proximité comme encodage politique de la vie quotidienne. In : Bourdin, A., Lefeuvre, M.-P., Germain, A. (Eds.), *La proximité. Construction politique et expérience sociale*. L'Harmattan. Villes et entreprises., pp. 9–18.
- Bourgogne, P., 2010. 25 ans de solutions compensatoires d'assainissement pluvial sur la communauté urbaine de Bordeaux. In : GRAIE, Novatech 2010, Lyon, France.
- Boyer, P., Poitevin, J., Delavigne, R., 1981. Contrôle du ruissellement des eaux pluviales en amont des réseaux. Fiches de cas suivies de l'exemple de la ville nouvelle des Woodlands (U.S.A.). Rapport d'étude, Ministère de l'environnement et du cadre de vie, Division des équipements urbains. Service technique de l'urbanisme (STU).
- Brabec, E., Schulte, S., Richards, P. L., 2002. Impervious surfaces and water quality : A review of current literature and its implications for watershed planning. *Journal of Planning Literature* 16 (4), 499–514.
- Braga, A., Horst, M., Traver, R., 2007. Temperature effects on the infiltration rate through an infiltration basin BMP. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 133, 593–601.
- Bressy, A., 2010. Flux de micropolluants dans les eaux de ruissellement urbaines : effets de différents modes de gestion à l'amont. Thèse de doctorat, Laboratoire Eau Environnement et Systèmes Urbains (LEESU), ENPC. Université Paris-Est.
- Breuil, B., 2009. Politique de gestion de l'eau pluviale. le contexte en Seine-Saint-Denis « de l'agglomération à la parcelle ». In : Deuxième forum national sur la gestion durable des eaux pluviales. La Plaine Saint-Denis, 25-26 mars 2009. Présentation disponible en ligne : www.eauxpluvialesdurables.com/forum_gestion_durable_eaux_pluviales/res/b_breuil_politique_de_gestion_eaux_pluviales_contexte_seinesaintdenis.pdf.
- Brown, R., Keath, N., Wong, T., 2008. Transitioning to water sensitive cities : historical, current and future transition states. In : Proc. 11th Int. Conf. on Urban Drainage (ICUD). Edinburgh, UK. August 2008.
- Brown, R., Ryan, R., 2001. The source control paradox : Professionalism, knowledge and expertise. In : GRAIE, Novatech 2001, Lyon, France.
- Brundtland, G., 1987. World Commission on environment and development : our common future. Oxford University Press, www.un-documents.net/wced-ocf.htm.
- Cahill, T., Pierson Jr, R., Cohen, B., 1978. The evaluation of best management practices for the reduction of diffuse pollutants in an agricultural watershed. In : Loehr, R., Haith, D., Walter, M., Martin, C. (Eds.), *Best Management Practices for Agriculture and Silviculture*. Proceedings of the 1978 Cornell Agricultural Waste Management Conference. Ann Arbor Science, Ann Arbor, Michigan. pp. 465–490.
- Cantone, J. P., 2010. Improved understanding and prediction of the hydrologic response of highly urbanized catchments through development of the Illinois Urban Hydrologic Model (IUHM). Thèse de doctorat, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois.

- Cantone, J. P., Schmidt, A. R., 2009. Potential dangers of simplifying combined sewer hydrologic/hydraulic models. *Journal of Hydrologic Engineering* 14 (6), 596–605.
- Caramori, B., Goldenfum, J., 2001. Control of urban runoff at source in the Moinho basin, Porto Alegre, Brasil. In : GRAIE, Novatech 2001, Lyon, France.
- Carré, C., Chouli, E., Deroubaix, J.-F., 2010a. Les recompositions territoriales de l'action publique à l'aune de la proximité. le cas de la gestion des eaux de pluie en ville. Développement durable et territoires [En ligne], Dossier 7 : Proximité et environnement.
URL developpementdurable.revues.org/2674
- Carré, C., Deroubaix, J.-F., Deutsch, J.-C., Haghe, J.-P., de Gouvello, B., Belaïdi, N., Charrier, A., 2010b. Une monographie de l'orge. vers l'âge de la maîtrise écologique ? Rapport d'étude, Programme PIREN-Seine - Rapport Petites Rivières urbaines 2010.
- Carter, T., Jackson, C., 2007. Vegetated roofs for stormwater management at multiple spatial scales. *Landscape and Urban Planning* 80 (1-2), 84–94.
- CERTU, 2003. La ville et son assainissement : principes, méthodes et outils pour une meilleure intégration dans le cycle de l'eau. Édition du Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques, Paris.
- CERTU, 2010. Taxe pour la gestion des eaux pluviales urbaines. In : Fiches décryptage du Grenelle. No. 3. Centre d'études sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les constructions publiques.
- CETE du Sud-Ouest, 2002. Fascicule II. Guide méthodologique pour la prise en compte des eaux pluviales dans les projets d'aménagement. Missions et délégation inter-services de l'eau des Départements 11 - 30 - 34 - 48 - 66. C.E.T.E. du Sud-Ouest.
- CG 92, 2005. Schéma départemental d'assainissement 2005-2020. La gestion durable des eaux au service des habitants des Hauts-de-Seine. Conseil général des Hauts-de-Seine. Aménagement du territoire, adopté le 16 décembre 2005.
- CG 92, 2008. Règlement du service départemental d'assainissement des Hauts-de-Seine. Conseil général des Hauts-de-Seine. Aménagement du territoire.
- CG92, 2010. Les concours financiers pour la maîtrise des eaux pluviales. Conseil général des Hauts-de-Seine, www.hauts-de-seine.net/Ressources/pdf/environnement-transports/eauSeine/eaupluviales/brochure_subvention.pdf.
- Chatzis, K., 1993. La régulation des systèmes socio-techniques sur la longue durée : le cas du système d'assainissement urbain. Thèse de doctorat, Laboratoire Techniques, Territoires et Sociétés - LATTS. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Chatzis, K., 1997. La régulation des systèmes socio-techniques sur la longue durée. In : Gariépy, M., Marié, M. (Eds.), *Ces réseaux qui nous gouvernent*. L'Harmattan. Villes et entreprises., pp. 60–83.
- Chatzis, K., Dupuy, G., 2000. How to dispense with empiricism : The 'Caquot formula' and post-war drainage policy in France. *Water Policy* 2 (4-5), 267–281.
- Chocat, B., Abirached, M., Delage, D., Faby, J. A., 2008. Etat de l'art sur la gestion urbaine des eaux pluviales et leur valorisation. Rapport d'étude, ONEMA et OIeau.
- Chocat, B., Cabane, P., 1999. Hydrologie urbaine : modélisation et effet d'échelle. *La Houille Blanche* (7-8), 106–111.
- Chocat, B., Desbordes, M., Brelot, E., 2004. Novatech 2004 : Synthèse de trois années de progrès

- scientifiques et techniques dans la gestion urbaine des eaux pluviales. In : GRAIE, Novatech 2004, Lyon, France. www.novatech.graie.org/pdf/Synthese04_FR.pdf.
- Chocat, B., et al., 1997. Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Eurydice 92, Technique & Documentation, Lavoisier, p. 1124.
- Chouli, E., 2006. La gestion des eaux pluviales urbaines en Europe : analyse des conditions de développement des techniques alternatives. Thèse de doctorat, CEREVE - Centre d'Enseignement et de Recherche Eau Ville Environnement. Université Paris-Est, Ecole des Ponts ParisTech, AgroParisTech, Université de Marne-la-Vallée.
- Chow, V., 1959. Open-channel hydraulics. McGraw-Hill, p. 680.
- Clune, W., Braden, J., 2007. Financial, economic, and institutional barriers to "green" urban development : the case of stormwater. In : Cities of the Future : Towards Integrated Sustainable Water and Landscape Management. IWA Publishing, London, UK, Ch. 24.
- Comstock, S., Wallis, C., 2003. The Maryland stormwater management program : A new approach to stormwater design. In : National Conference on Urban Stormwater : Enhancing Programs at the Local Level, US Environmental Protection Agency, Chicago, Illinois. pp. 76-84.
- Coutard, O., 2010. Services urbains : la fin des grands réseaux ? In : Coutard, O., Lévy, J.-P. (Eds.), Ecologies urbaines. Collection Villes. Ed. Economica. Anthropos. Paris, Ch. 6.
- Crobeddu, E., Bennis, S., Rhoulane, S., 2007. Improved rational hydrograph method. Journal of Hydrology 338 (1-2), 63 - 72.
- Davies, J., Forster, P., Millerick, A., Pratt, C., Higgins, P., Scott, M., 2001. The potential for retrofitting of source control technologies to limit the impact of discharges through traditional urban pipe drainage systems. In : GRAIE, Novatech 2001, Lyon, France.
- DDE Seine-Maritime, Février 2007. Guide pour la gestion des eaux pluviales urbaines en Seine-Maritime. Direction Départementale de l'Équipement de la Seine-Maritime.
- de Gouvello, B., Petrucci, G., Deutsch, J.-C., 2011, *soumis*. The impacts of rainwater harvesting on water supply and sewer management. A first evaluation. Urban Water Journal.
- de Jouvenel, H., Lamblin, V., Theys, J. (Eds.), 2003. Radioscopie de la France en mutation, 1950-2030. L'évolution socio-économique, les modes de vie, les territoires, les villes, la mobilité et l'environnement en 40 dimensions. Association Futuribles International et Ministère de l'équipement, Ch. L'étalement urbain.
- DEA 93, 1992. Règlement de l'assainissement départemental. Direction de l'Eau et de l'Assainissement, Département de la Seine-Saint-Denis.
- DEA 93, 2003. Assainissement Urbain Départemental et Actions Concertées pour l'Eau, AUDACE. Direction de l'Eau et de l'Assainissement, Département de la Seine-Saint-Denis, schéma de l'assainissement départemental.
- Delleur, J., 2003. The evolution of urban hydrology : past, present, and future. Journal of hydraulic engineering 129, 563-573.
- Deroubaix, J.-F., Petrucci, G., 2010. Expérimentation de la récupération-utilisation des eaux pluviales chez les particuliers : les campagnes de Champigny-sur-Marne et Chevilly-Larue. Bilan sociologique et hydrologique. Rapport d'étude, Leesu. Conseil Général du Val-de-Marne. 15 septembre 2010.
- Desbordes, M., Deutsch, J.-C., 1980. Urban runoff pollution in france : a national programme. In :

- The Influence of Man on the Hydrological Regime with Special Reference to Representative and Experimental Basins. Proceedings of the Helsinki Symposium, June 1980. pp. 29–36.
- Deutsch, J.-C., Desbordes, M., 1981. Study of runoff pollution for urban planning. In : 2nd International Conference on Urban Storm Drainage, Urbana, Illinois USA, 14-19 June 1981.
- Deutsch, J.-C., Lelong, C. (Eds.), 1995. L'eau dans la ville. Bilan général d'un programme de recherche expérimentation. 1983-1994. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, p. 318.
- Deutsch, J.-C., Vullierme, M., 2003. L'évolution des techniques. Flux (2), 17–26.
- Deutsch, J.-C., et al., 1989. Mémento sur l'évacuation des eaux pluviales. Ministère de l'équipement, du logement, des transports et de la mer. Service Technique de l'Urbanisme (STU).
- Dietz, M. E., Clausen, J. C., 2008. Stormwater runoff and export changes with development in a traditional and low impact subdivision. Journal of Environmental Management 87 (4), 560 – 566.
- Dourlens, C., 1990. Le partage du risque ou le retour du politique. La Houille Blanche (7-8), 567–574.
- Dupuy, G., Tarr, J., 1981. Assainissement des villes : Socio-technique de l'assainissement des villes en France et aux Etats-Unis. Culture technique (2), 215–224.
- Ebel, B., Loague, K., 2006. Physics-based hydrologic-response simulation : Seeing through the fog of equifinality. Hydrological Processes 20 (13), 2887–2900.
- Eleb-Harlé, N., Barles, S., Foucher-Dufoix, V., Saudecerre, H., Sellali, A., Varcin, A., 2005. Hydrologie et paysages urbains en villes nouvelles. Morphologie et logiques de conception. Le Val Maubuée, secteur II de Marne-la-Vallée et le Centre ville de Saint-Quentin-en-Yvelines. 1970-1990. Rapport Final. Rapport d'étude, Ministère de l'équipement, des transports, du logement et de la mer. Programme interministériel d'histoire et d'évaluation des villes nouvelles françaises.
- Elliott, A., Trowsdale, S., 2007. A review of models for low impact urban stormwater drainage. Environmental Modelling and Software 22 (3), 394–405.
- Ellis, J., Green, C., Revitt, D., 2010. Identifying success factors in urban surface BMP implementation : mission impossible ? In : GRAIE, Novatech 2010, Lyon, France.
- Emerson, C., Traver, R., 2008. Multiyear and seasonal variation of infiltration from storm-water best management practices. Journal of Irrigation and Drainage Engineering 134, 598–604.
- Emerson, C., Welty, C., Traver, R., 2005. Watershed-scale evaluation of a system of storm water detention basins. Journal of Hydrologic Engineering 10, 237–242.
- Endreny, T. A., 2005. Land use and land cover effects on runoff processes : Urban and suburban development. In : Andersen, M. G. (Ed.), Encyclopedia of Hydrological Sciences. Vol. 3. John Wiley & Sons, New York, pp. 1775–1804.
- Ewen, J., O'Donnell, G., Burton, A., O'Connell, E., 2006. Errors and uncertainty in physically-based rainfall-runoff modelling of catchment change effects. Journal of Hydrology 330 (3-4), 641–650.
- Fang, Z., Zimmer, A., Bedient, P., Robinson, H., Christian, J., Vieux, B., 2010. Using a distributed hydrologic model to evaluate the location of urban development and flood control storage. Journal of Water Resources Planning and Management 136, 597–601.
- Faulkner, B., 1999. The control of surface water runoff from new development - UK national 'policy' in need of review ? Urban Water 1 (3), 207–215.

- Fennessey, L., Hamlett, J., Aron, G., LaSota, D., 2001. Changes in runoff due to stormwater management pond regulations. *Journal of Hydrologic Engineering* 6 (4), 317–327.
- Figuier, L., 1877. Les merveilles de l'industrie ou Description des principales industries modernes : industries chimiques. Vol. 3. Furne, Jouvet. Paris. Gallica, Bibliothèque nationale de France.
URL gallica.bnf.fr/ark:/12148/bpt6k24672v
- FISRWG, October 1998. Stream Corridor Restoration : Principles, Processes and Practices. Federal Interagency Stream Restoration Working Group (15 Federal agencies of the U.S.).
- Franchini, M., Galeati, G., Berra, S., 1998. Global optimization techniques for the calibration of conceptual rainfall-runoff models. *Hydrological Sciences Journal* 43 (3), 443–458.
- Freni, G., Mannina, G., Viviani, G., 2010. Urban storm-water quality management : centralized versus source control. *Journal of Water Resources Planning and Management* 136, 268.
- Fromon, V., Zuindeau, B., 1999. Évaluation de la qualité des cours d'eau. Une approche par la méthode des prix hédonistes appliquée à quatre cas d'étude. Cas pratique II : L'Orge. Rapport d'étude, Université de Lille I - Comité Inter-Agences de l'eau.
- Furusho, C., 2011. Modélisation hydrologique des bassins versants périurbains. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes, IFSTTAR.
- Ganley, R., Kirsch, G., Oliver, A., Karanik, J., Ott, R., 1982. Cost-effective program for combined sewer overflow abatement. *Journal of the Water Pollution Control Federation*, 1215–1223.
- Gaume, E., 2006. Un parcours dans l'étude des phénomènes extrêmes en hydrologie. Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme d'habilitation à diriger des recherches. CERREVE, ENPC, AgroParisTech.
- Gendreau, N., Rochefeuille, P., Kovacs, Y., Senechal, C., Lassalle, F., 2007. Les toitures végétalisées, une technique de gestion de l'eau devenue incontournable lors des nouvelles constructions respectant les critères de la haute qualité environnementale. In : GRAIE, Novatech 2007, Lyon, France.
- Gironás, J., Roesner, L., Davis, J., Rossman, L., 2009. Storm Water Management Model Applications Manual. United State Environment Protection Agency.
- Goff, K., Gentry, R., 2006. The influence of watershed and development characteristics on the cumulative impacts of stormwater detention ponds. *Water resources management* 20 (6), 829–860.
- Gottfried, R., Wear, D., Lee, R., 1996. Institutional solutions to market failure on the landscape scale. *Ecological Economics* 18 (2), 133–140.
- GRAIE, 1995. Synthèse novatech 1995. www.novatech.graie.org/n_souvenirs.htm.
- GRAIE, 1998. Synthèse novatech 1998. www.novatech.graie.org/n_souvenirs.htm.
- GRAIE, 2001. Synthèse novatech 2001. www.novatech.graie.org/n_souvenirs.htm.
- GRAIE, 2009. Guide pour la prise en compte des eaux pluviales dans les documents de planification et d'urbanisme. Groupe de Recherche Rhône-Alpes sur les Infrastructures et l'Eau, www.graie.org/graiedoc/doc_telech/guideepurba.pdf.
- Greppi, M., 1999. *Idrologia*. Hoepli, p. 209.
- Gérolin, A., 2008. Gestion des eaux pluviales dans les opérations d'aménagement. Eléments d'aide à la décision et à la conception pour l'intégration des niveaux de service dans les nouveaux systèmes

- de gestion des eaux pluviales. Mémoire de master, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE).
- Guelzim, M., 2007. Limitation des débits d'eaux pluviales en zones urbanisées : quelles valeurs ? Sur la base de quelle critères ? Que dit la législation ? Mémoire de master, École nationale du génie rurale des eaux et des forêts (ENGREF).
- Guillemette, F., 2006. L'approche de la grounded theory ; pour innover. *Recherches qualitatives* 26 (1), 32–50.
- Gupta, H., Beven, K., Wagener, T., 2005. Model calibration and uncertainty estimation. In : Andersen, M. G. (Ed.), *Encyclopedia of Hydrological Sciences*. John Wiley & Sons, New York, pp. 2015–2031.
- Haase, D., Nuissl, H., 2007. Does urban sprawl drive changes in the water balance and policy ? : The case of Leipzig (Germany) 1870-2003. *Landscape and Urban Planning* 80 (1-2), 1 – 13.
- Hamel, P., Fletcher, T. D., Walsh, C., Plessis, E., 2011. Quantifying the restoration of evapotranspiration and groundwater recharge by vegetated infiltration systems. In : *Proceedings of the 12th International Conference on Urban Drainage (ICUD)*, Porto Alegre, RS, Brazil.
- Hatt, B. E., Fletcher, T. D., Walsh, C. J., Taylor, S. L., 2004. The influence of urban density and drainage infrastructure on the concentrations and loads of pollutants in small streams. *Environmental Management* 34, 112–124.
- Hayami, S., 1951. On the propagation of flood waves. *Bulletins-Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University* 1, 1–16.
- Heaney, J. P., Pitt, R., Field, R., 1998. Innovative urban wet-weather flow management systems. Rapport d'étude, US Environment Protection Agency. National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development.
- Hill, K., Botsford, E., Booth, D., 2003. A rapid land cover classification method for use in urban watershed analysis. *Water Resources Series Technical Report* (173), 20.
URL depts.washington.edu/cuwr/research/land-cov.pdf
- Hill, R. L., 24 Mars 2011. U.S. EPA policies to protect water quality in urban environments. Conférence. AgroParistech—ENGREF.
- Hingray, B., Picouet, C., Musy, A., 2009. *Hydrologie : Une science pour l'ingénieur*. Presses polytechniques et universitaires romandes, p. 598.
- Hoppe, H., 2008. Impact of input data uncertainties on urban drainage models : climate change - a crucial issue ? In : *Proc. 11th Int. Conf. on Urban Drainage (ICUD)*. Edimburgh, UK. August 2008.
- Huber, W. C., 2001. New Options for Overland Flow Routing in SWMM. Vol. 275. ASCE, p. 3.
- Hunt, W. F., Tillinghast, E. D., 2011. Relating stormwater control measure (SCM) design standards to stream erosion in piedmont North Carolina : case studies in Raleigh and Chapel Hill, North Carolina. In : *Proceedings of the 12th International Conference on Urban Drainage (ICUD)*, Porto Alegre, RS, Brazil.
- Hydratec, 1992. Schéma directeur d'assainissement et d'hydraulique de l'Orge. Rapport d'étude, SIVOA.
- IGN, 2011. BD TOPO. Version 2.1. Descriptif de contenu. Institut Géographique National, Saint-Mandé, France.

- [URL professionnels.ign.fr/DISPLAY/000/506/447/5064472/DC_BDTOP0_2_1.pdf](http://URL.professionnels.ign.fr/DISPLAY/000/506/447/5064472/DC_BDTOP0_2_1.pdf)
- IPS, 2010. Manual of STORM XXL. Ingenieurgesellschaft Prof. Dr. Sieker mbH.
- Jacobsen, E., 1973. La régularisation des écoulements de pluie. étude fréquentielle des pluies. *Le Génie Rural* (1), 27–31.
- Jacquemet, G., octobre-décembre 1979. Urbanisme parisien : la bataille du tout-à-l'égout à la fin du XIX^e siècle. *Revue d'histoire moderne et contemporaine* XXVI, 505–548.
- Jakeman, A., Hornberger, G., 1993. How much complexity is warranted in a rainfall-runoff model ? *Water Resources Research* 29 (8), 2637–2650.
- Jumadar, A., Pathirana, A., Gersonius, B., Zevenbergen, C., 2008. Incorporating infiltration modeling in urban flood management. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*.
- Klemeš, V., 1983. Conceptualization and scale in hydrology. *Journal of Hydrology* 65, 1–23.
- Konrad, C., Burges, S., 2001. Hydrologic mitigation using on-site residential storm-water detention. *Journal of Water Resources Planning and Management* 127 (2).
- Kovacs, Y., 1988. Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement. Thèse de doctorat, Cergrene, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Labadie, J., 2007. Automation and real-time control in urban stormwater management. In : *Cities of the Future : Towards Integrated Sustainable Water and Landscape Management*. IWA Publishing, London, UK, Ch. 20.
- Lanyon, R., 2007. Developments toward urban water sustainability in the Chicago metropolitan area. In : *Cities of the Future : Towards Integrated Sustainable Water and Landscape Management*. IWA Publishing, London, UK, Ch. 2.
- Lebel, T., 1990. Le transfert d'échelle en hydrologie : concept ou confusion. In : *Proceedings of the Conference Seminfo*. Vol. 4. pp. 147–156.
- Lee, J. G., 2003. Estimation of urban imperviousness and its impacts on storm water systems. *Journal of Water Resources Planning and Management* 129 (5), 419–426.
- Leitão, J. P. C., 2009. Enhancement for digital elevation models and overland flow path delineation methods for advanced urban flood modelling. Thèse de doctorat, University of London and Imperial College London.
- Leopold, L. B., 1968. Hydrology for Urban Land Planning. A Guidebook on the Hydrologic Effects of Urban Land Use. Geological survey circular 554. United States Department of the Interior. Geological Survey. Washington, D.C., p. 21.
- Liaw, C., Cheng, M., Tsai, Y., et al., 2000. Low-impact development : an innovative alternative approach to stormwater management. *Journal of Marine Science and Technology* 8 (1), 41–49.
- Lloyd, S. (Ed.), 2001. Water Sensitive Urban Design in the Australian context. Synthesis of a conference held 30-31 August 2000, Melbourne, Australia. Melbourne Water Corporation. URL www.catchment.crc.org.au/pdfs/technical200107.pdf
- Malet, M., Thui, T., 1985. Techniques alternatives en assainissement pluvial : impact sur le milieu social et sur l'environnement : 1, rapport de synthèse, 2, études de cas. Secrétariat permanent du Plan urbain. Ministère de la recherche et de l'enseignement supérieur. Ministère de l'équipement, du logement, de l'aménagement du territoire et des transports.

- Martin, C., Legret, M., 2005. La méthode multicritère ELECTRE III : définitions, principe et exemple d'application à la gestion des eaux pluviales en milieu urbain. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* (258-59), 29–46.
- Maytraud, T., 2003. Concept et état des lieux en Seine-Saint-Denis. In : *Apprivoiser l'eau pluviale. Une démarche de projet urbain pour une ville durable. Journée d'échanges et de débats*. Bobigny. pp. 12–18.
- Mazza, G., 2008. Applicazioni del telerilevamento satellitare termico in ambito urbano. Thèse de doctorat, *Alma Mater Studiorum - Università di Bologna*. Facoltà di Ingegneria.
- McCuen, R. H., 1979. Downstream effects of stormwater management basins. *Journal of the Hydraulics Division* 105 (11), 1343–1356.
- McCuen, R. H., Walesh, S., Rawls, W., 1983. Control of urban stormwater runoff by detention and retention. No. 1428. US Dept. of Agriculture, Agricultural Research Service.
- McManus, R., 2001. The evolution of stormwater management in Sydney, Australia. In : *GRAIE, Novatech 2001*, Lyon, France.
- McPherson, M. B., 1973. Need for metropolitan water balance inventories. *Journal of the Hydraulics Division ASCE* 99 (10), 1837–1848.
- Meierdiercks, K. L., Smith, J. A., Baeck, M. L., Miller, A. J., 2010a. Analyses of urban drainage network structure and its impact on hydrologic response. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association* 46 (5), 932–943.
- Meierdiercks, K. L., Smith, J. A., Baeck, M. L., Miller, A. J., 2010b. Heterogeneity of hydrologic response in urban watersheds. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association* 46 (6), 1221–1237.
- Merlin, P., Choay, F., et al., 1988. *Dictionnaire de l'urbanisme et de l'aménagement*. Presses universitaires de France.
- Michel, C., Perrin, C., Andreassian, V., Oudin, L., Mathevet, T., 2006. Has basin-scale modelling advanced beyond empiricism ? In : *Large sample basin experiments for hydrological model parameterization : results of the model parameter experiment - MOPEX*. International Association of Hydrological Sciences, pp. 108–116.
- Ministère de l'Intérieur, 1977. *Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations*. No.77/284. Paris, Imprimerie Nationale.
- Mitchell, V. G., McMahon, T. A., Mein, R. G., 2003. Components of the total water balance of an urban catchment. *Environmental Management* 32, 735–746.
- Morena, F., 2004. *Modélisation hydrologique distribuée en milieu urbanisé : représentation des processus de production et développement du modèle urbs*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes.
- Mourad, M., 2005. *Modélisation de la qualité des rejets urbains de temps de pluie : sensibilité aux données expérimentales et adéquation aux besoins opérationnels*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- Mouy, N., Duguet, P., Laurent, C., 2007. Faisabilité hydraulique du zonage pluvial à Paris. In : *GRAIE, Novatech 2007*, Lyon, France.
- Nash, J., Sutcliffe, J., 1970. River flow forecasting through conceptual models part i: A discussion of

- principles. *Journal of hydrology* 10 (3), 282–290.
- Naudin-Adam, M., Zunino, G., 2007. Appréhender la densité. A l'échelle de l'ilot. Note rapide sur l'occupation du sol (440), www.iau-idf.fr/fileadmin/Etudes/etude_212/nr_440_Apprehender_la_densite_4.pdf.
- Nguyen, V.-T.-V., Loong, W., Woo, D., 2001. Innovative approaches to automatic calibration of conceptual urban runoff models. In : GRAIE, Novatech 2001, Lyon, France.
- Nicklow, J., Reed, P., Savic, D., Dessalegne, T., Harrell, L., Chan-Hilton, A., Karamouz, M., Minsker, B., Ostfeld, A., Singh, A., Zechman, E., 2010. State of the art for genetic algorithms and beyond in water resources planning and management. *Journal of Water Resources Planning and Management* 136 (4), 412–432.
- Nolon, J., 2002. In praise of parochialism : The advent of local environmental law. *Harvard Environmental Law Review*, Vol. 26, 2002.
- Novotny, V., Brown, P., 2007. *Cities of the Future : Towards Integrated Sustainable Water and Landscape Management*. IWA Publishing, London, UK, p. 427.
- O'Loughlin, G., Beecham, S., Lees, S., Rose, L., Nicholas, D., 1995. On-site stormwater detention systems in Sydney. *Water Science and Technology* 32 (1), 169 – 175.
- Palla, A., Berretta, C., Lanza, L., La Barbera, P., 2008. Modelling storm water control operated by green roofs at the urban catchment scale. In : *Proc. 11th Int. Conf. on Urban Drainage (ICUD)*. Edinburgh, UK. August 2008.
- Parikh, P., Taylor, M., Hoagland, T., Thurston, H., Shuster, W., 2005. Application of market mechanisms and incentives to reduce stormwater runoff : An integrated hydrologic, economic and legal approach. *Environmental Science & Policy* 8 (2), 133–144.
- Perez-Pedini, C., Limbrunner, J., Vogel, R., 2005. Optimal location of infiltration-based best management practices for storm water management. *Journal of Water Resources Planning and Management* 131, 441–448.
- Petrucci, G., Deroubaix, J.-F., de Gouvello, B., Deutsch, J.-C., Bompard, P., Tassin, B., 2012a. Rainwater harvesting to control stormwater runoff in suburban areas. An experimental case-study. *Urban Water Journal* 9 (1), 45–55.
- Petrucci, G., Rioust, E., Deroubaix, J.-F., Tassin, B., 2012b. Do stormwater source control policies deliver the right hydrologic outcomes ? *Journal of Hydrology*. Special issue on periurban catchments. Available online 18 june 2012.
- Petrucci, G., Tassin, B., 2011. Hydrographs' attenuation in sewers. effects on stormwater source control regulation. In : *12th International Conference on Urban Drainage*, Porto Alegre, Brazil, 11-16 September 2011.
- Pitt, R., Chen, S., Clark, S., Swenson, J., Ong, C., 2008. Compaction's impacts on urban storm-water infiltration. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 134, 652–658.
- Pomeroy, C., Roesner, L., 2007. Tools for the evaluation of stormwater management practices that provide ecological stability in urban streams. In : *Cities of the Future : Towards Integrated Sustainable Water and Landscape Management*. IWA Publishing, London, UK, Ch. 12.
- Préfecture de l'Essonne, 2008. Dossier départemental des risques majeurs (DDRM).
- Préfecture de Seine-Saint-Denis, 2008. Dossier départemental des risques majeurs (DDRM).

- Quivy, R., Van Campenhout, L., 1995. Manuel de recherche en sciences sociales, 2ème Edition. Dunod, Paris, p. 293.
- Ragab, R., Rosier, P., Dixon, A., Bromley, J., Cooper, J., 2003. Experimental study of water fluxes in a residential area : 2. road infiltration, runoff and evaporation. *Hydrological Processes* 17 (12), 2423–2437.
- Ravagnani, F., Pellegrinelli, A., Franchini, M., 2009. Estimation of urban impervious fraction from satellite images and its impact on peak discharge entering a storm sewer system. *Water resources management* 23 (10), 1893–1915.
- Redman/Johnston Associates, 1998. Local Government Pollution Prevention Toolkit. Tools and models to help local governments implement pollution prevention (P2) and protect the Chesapeake Bay, its rivers and streams. Rapport d'étude, U.S. Environmental Protection Agency for the Chesapeake Bay Program.
- Reggiani, P., Schellekens, J., 2005. Rainfall-runoff modelling : distributed models. In : Andersen, M. G. (Ed.), *Encyclopedia of Hydrological Sciences*. Vol. 3. John Wiley & Sons, New York, pp. 1775–1804.
- Région Ile-de-France, 2008. Schéma directeur de la Région Ile-de-France. Rapport de projet de SDRIF, Adopté le 25 septembre 2008 par le Conseil Régional.
- Ricard, B., Esser, D., Magnouloux, T., Desormeaux, R., Blot, N., Abran, T., 2005. Aménagement de la ville et gestion des eaux pluviales : conditions facilitant une approche intégrée. *Annales du bâtiment et des travaux publics*.
- Rioust, E., 2012. Gouverner l'incertain : adaptation, résilience et évolutions dans la gestion du risque d'inondation urbaine. Le cas des services d'assainissement de la Seine-Saint-Denis et du Val-de-Marne face au changement climatique. Thèse de doctorat, Laboratoire Eau Environnement et Systèmes Urbains (LEESU), ENPC. Université Paris-Est.
- Rioust, E., Deroubaix, J.-F., Deutsch, J.-C., Hubert, G., 2010. La politisation de l'action des services techniques des collectivités. l'invitation des services d'eau et d'assainissement dans la fabrique de la ville en ile de france. In : *Journées du Pôle Ville de l'Université Paris Est : Ville, Transport et Territoire, Quoi de neuf?*
- Rodriguez, F., Andrieu, H., Creutin, J., 2003. Surface runoff in urban catchments : morphological identification of unit hydrographs from urban databanks. *Journal of Hydrology* 283 (1-4), 146–168.
- Rodriguez, F., Morena, F., Andrieu, H., 2005. Development of a distributed hydrological model based on urban databanks–production processes of URBS. *Water science and technology* 52 (5), 241.
- Roesner, L., Bledsoe, B., 2002. Physical effects of wet weather flows on aquatic habitats : present knowledge and research needs. IWA Publishing, final Report to Water Environment Research Foundation, WERF Project Number 00-WSM-4.
- Roesner, L., Bledsoe, B., Brashear, R., 2001. Are best-management-practice criteria really environmentally friendly ? *Journal of Water Resources Planning and Management* 127 (3), 150–154.
- Rohrer, C., Roesner, L., Mikkelsen, P., Vollertsen, J., Hvitved-Jacobsen, T., Ledin, A., 2006. Matching the critical portion of the flow duration curve to minimise changes in modelled excess shear. *Water Science & Technology* 54 (6-7), 347–354.
- Rosbjerg, D., Madsen, H., 2005. Concepts of hydrologic modeling. In : Andersen, M. G. (Ed.), *Encyclopedia of Hydrological Sciences*. John Wiley & Sons, New York, pp. 2015–2031.

- Rossman, L., 2004. Storm Water Management Model (SWMM version 5.0) user's manual. United State Environment Protection Agency.
- Rossman, L., Supply, W., 2006. Storm water management model quality assurance report : Dynamic wave flow routing. National Risk Management Research Laboratory, Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.
- Roux, C., 1996. Analyse des précipitations en hydrologie urbaine. Exemple de la Seine-Saint-Denis. Thèse de doctorat, Cergrene, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, tel.archives-ouvertes.fr/tel-00529474.
- Roy, A., Wenger, S., Fletcher, T., Walsh, C., Ladson, A., Shuster, W., Thurston, H., Brown, R., 2008. Impediments and solutions to sustainable, watershed-scale urban stormwater management : Lessons from australia and the united states. *Environmental Management* 42, 344–359.
- Russo, E., 2012. Les aspects juridiques de la lutte contre le changement climatique dans l'Union Européenne. Thèse de doctorat, Université Paris II Panthéon-Assas.
- SAFEGE, 2007. Etude de faisabilité hydraulique d'un zonage pluvial à Paris. Rapport de la Partie I - Phase I. Rapport d'étude, Mairie de Paris - Direction de la protection de l'environnement.
- Sansalone, J., 1998. In-situ performance of a passive treatment system for metal element source control. In : GRAIE, Novatech 1998, Lyon, France.
- Sauveterre, 1992. Des plans d'eau en ville. Rapport d'étude, Sauveterre Ingénieurs Conseil S.A., Ministère de l'équipement, du logement et des transports. Direction de l'architecture et de l'urbanisme. Secrétariat permanent du plan urbain.
- Savary, P., 2010, *non publié*. Débits de fuite à l'aval des ouvrages d'écroulement. Questions. Draft.
- Savic, D., Khu, S., 2005. Evolutionary computing in hydrological sciences. In : Andersen, M. G. (Ed.), *Encyclopedia of Hydrological Sciences*. Vol. 1. John Wiley & Sons, New York, pp. 331–348.
- Schueler, T., 1994. The importance of imperviousness. *Watershed Protection Techniques* 1 (3), 100–111.
- Schueler, T. R., Fraley-McNeal, L., Cappiella, K., 2009. Is Impervious Cover Still Important ? Review of Recent Research. *Journal of Hydrologic Engineering* 14 (4), 309–315.
- SDAGE Loire-Bretagne 2010-2015, novembre 2009. Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux du bassin Loire-Bretagne 2010-2015. DREAL Centre - bassin Loire-Bretagne ; Agence de l'Eau Loire-Bretagne. www.eau-loire-bretagne.fr/sdage/sdage_2010_2015 (visite : novembre 2011).
- SDAGE Rhin-Meuse 2010-2015, novembre 2009. Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux « Rhin » et « Meuse et Sambre » 2010-2015. Comité de Bassin Rhin-Meuse. www.eau2015-rhin-meuse.fr/dce/site/outils_docs_sdage.php (visite : novembre 2011).
- SDAGE Seine-Normandie 2010-2015, octobre 2009. Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux du bassin de la Seine et des cours d'eau côtiers normands, 2010-2015. Comité de Bassin Seine-Normandie. www.eau-seine-normandie.fr/index.php?id=6131 (visite : juillet 2011).
- Shannon, C., 1949. Communication in the presence of noise. *Proceedings of the IRE* 37 (1), 10–21.
- SHF (Ed.), 1990. Economie de l'hydrologie urbaine. No. 7/8 in *La Houille Blanche*. Société Hydro-technique de France.

- SIAAP, 2007. Schéma directeur d'assainissement du SIAAP sur la période 2007 - 2021. Etude d'actualisation du Schéma d'assainissement de la zone centrale de la Région Ile-de-France. Synthèse. Syndicat Interdépartemental pour l'Assainissement de l'Agglomération Parisienne, approuvé par le Conseil d'Administration du SIAAP le 29 juin 2007.
- Sibeud, E., 2001. Lyon-porte des Alpes. La mise en oeuvre de techniques alternatives intégrées dans une démarche de développement durable. In : GRAIE, Novatech 2001, Lyon, France.
- Sieker, H., Helm, B., Krebs, P., Schlottmann, P., Tränker, J., 2008. Flexibility—a planning criterion for stormwater management. In : Proc. 11th Int. Conf. on Urban Drainage (ICUD). Edimburgh, UK. August 2008.
- Silva, T., Vinçon-Leite, B., Lemaire, B., Petrucci, G., Seidl, M., Tassin, B., Nascimento, N., 2011. An integrated approach for urban water modelling, linking a watershed hydrological model and a cyanobacteria dynamics model in urban lakes. In : Proceedings of the 12th International Conference on Urban Drainage (ICUD), Porto Alegre, RS, Brazil.
- Simões, N., Ochoa, S., Leitao, J. P., Pina, R., Sa Marques, A., Maksimovic, C., 2011. Urban drainage models for flood forecasting : 1D/1D, 1D/2D and hybrid models. In : 12th International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre, Brazil, 11-16 September 2011.
- Singh, V., Woolhiser, D., 2002. Mathematical modeling of watershed hydrology. *Journal of Hydrologic Engineering* 7 (4), 270–292.
- Singh, V. P., 1988. *Hydrologic systems Rainfall-runoff modeling volume 1*. Prentice Hall : A division of Simon & Schuster Englewood Cliffs, New Jersey, p. 480.
- Sivapalan, M., Young, P. C., 2005. Downward approach to hydrological model development. In : Andersen, M. G. (Ed.), *Encyclopedia of Hydrological Sciences*. John Wiley & Sons, New York, pp. 2081–2098.
- SIVOA, November 2003. Règlement d'assainissement. www.sivoa.fr/pdf/assainissement.pdf (dernière visite : juillet 2011).
- SIVOA, 2006. Détermination de l'impact du confortement de la canalisation du ZOH sur son fonctionnement hydraulique. Rapport d'étude, SIVOA, Service Hydraulique.
- Smith, P., 2001. The role of education in stormwater management. In : GRAIE, Novatech 2001, Lyon, France.
- Solomatine, D., 1998. Genetic and other global optimization algorithms - Comparison and use in calibration problems. In : *Hydroinformatics' 98 : proceedings of the third International Conference on Hydroinformatics*, Copenhagen, Denmark, 24-26 August 1998. Vol. 2. p. 1021.
- Soyer, M., Deroubaix, J., Chebbo, G., Deutsch, J., Barraud, S., Joannis, C., Ruban, V., 2011. On the way to structure the urban hydrological field hurrbis : an attempt to find the good scales for innovative policies for urban drainage in france. In : Proceedings of the 12th International Conference on Urban Drainage (ICUD), Porto Alegre, RS, Brazil.
- Stephenson, D., 1994. Comparison of the water balance for an undeveloped and a suburban catchment. *Hydrological Sciences Journal* 39 (4), 295–307.
- Strahler, A., 1957. Quantitative analysis of watershed geomorphology. *American Geophysical Union Transactions* 38.
- Thevenot, D., 2008. Daywater : an adaptive decision support system for urban stormwater management. *International Water Association*, p. 280.

- UPRCT, 2005. On-site stormwater detention handbook. Upper Parramatta River Catchment Trust, 4ème Edition, www.uprct.nsw.gov.au/osd/osd_download_centre.htm.
- Urbonas, B., 2007. Stormwater runoff modeling; is it as accurate as we think? In : Keynote Address. International Conference on Urban Runoff Modeling : Intelligent Modeling to Improve Stormwater Management, Humboldt State Univ., Arcata, CA, July 2007.
URL www.udfcd.org/downloads/pdf/tech_papers/StormwaterRunoffModelingAccuracy-ForUDFCD.pdf
- Urbonas, B., Glidden, M. W., 1983. Potential effectiveness of detention policies. In : Southwest storm drainage symposium; Texas A&M.
- Urbonas, B. R., Jones, J. E., 2001. Summary of emergent urban stormwater themes. In : Urbonas, B. R. (Ed.), Linking Stormwater BMP Designs and Performance to Receiving Water Impact Mitigation. ASCE.
- USDA, 1986. Urban Hydrology for Small Watersheds. Technical release 55 (TR-55).
- Vaes, G., Berlamont, J., Luyckx, G., 2001. Design rules for source control measures. In : GRAIE, Novatech 2001, Lyon, France.
- Vale Lara, J., 2011. Modélisation hydrologique d'un bassin versant urbain pour l'analyse de politiques de contrôle à la source. Mémoire de master, Master SGE-SAGE. Université Paris-Diderot, UPEC, ENPC.
- Valiron, F., Tabuchi, J., Association générale des hygiénistes et techniciens municipaux, Agence de l'eau Seine-Normandie, 1992. Maîtrise de la pollution urbaine par temps de pluie : état de l'art. Tec & Doc Lavoisier.
- Védry, B., Novembre 2010. Impressionnisme idyllique sur Seine cloaque. L'impressionnisme a créé d'Asnières à Bougival, le mythe d'une Seine idyllique. En fait les égouts haussmanniens s'y déversaient et la polluaient gravement. In : Conférence à la Commune libre d'Aligre.
- Viollet, P., Chabard, J., Esposito, P., Laurence, D., 2002. Mécanique des fluides appliquée. Ecoulements Incompressibles dans les Circuits, Canaux et Rivières, autour des Structures et dans l'Environnement. Presses des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Vogel, R. M., Fennessey, N. M., 1994. Flow-Duration Curves. I : new interpretation and confidence intervals. Journal of the American Water Resources Association 120 (4), 485–504.
- Vogel, R. M., Fennessey, N. M., 1995. Flow-Duration Curves. II : a review of applications in water resources planning. Journal of the American Water Resources Association 31 (6), 1029–1039.
- Vuathier, J., Friess, L., Gatignol, B., Soulier, M., 2004. Limitation des rejets d'eau pluviale à la parcelle en milieu urbain. In : GRAIE, Novatech 2004, Lyon, France.
- Walsh, C., Fletcher, T., Ladson, A., 2005a. Stream restoration in urban catchments through redesigning stormwater systems : looking to the catchment to save the stream. Journal of the North American Benthological Society 24 (3), 690–705.
- Walsh, C., Fletcher, T., Nemes, V., Bos, D., Prosser, T., RossRakesh, S., Birch, R., Hatt, B., 2010. L'évaluation des avantages multiples d'une vente aux enchères pour la rétention des eaux pluviales à l'échelle de la parcelle. In : GRAIE, Novatech 2010, Lyon, France.
- Walsh, C., Roy, A., Feminella, J., Cottingham, P., Groffman, P., Morgan, R., 2005b. The urban stream syndrome : current knowledge and the search for a cure. Journal of the North American Benthological Society 24 (3), 706–723.

- Wang, J., Endreny, T. A., Nowak, D. J., 2008. Mechanistic simulation of tree effects in an urban water balance model. *Journal of the American Water Resources Association* 44 (1), 75–85.
- Weinmann, P., Laurenson, E., 1979. Approximate flood routing methods : a review. *Journal of the Hydraulics Division* 105 (12), 1521–1536.
- Weinstein, N., Coffman, L., 2001. Low impact development retrofit strategies for wet weather flow control in urban areas. In : GRAIE, Novatech 2001, Lyon, France.
- Welker, A., Leinweber, U., Klepiszewski, K., Schmitt, T., 1999. Effects of integrated stormwater management strategies on the combined sewer system and the wastewater treatment plant-river system. *Water science and technology* 39 (2), 151–157.
- Wong, T., 2006. Water sensitive urban design – the journey thus far. *Australian Journal of Water Resources* 10 (3), 213–222.
- WSUD-RG, 1990. Water sensitive residential design : An investigation into its purpose and potential in the Perth Metropolitan Region. Rapport d'étude, Western Australian Water Resources Council and Water Sensitive Urban Design Research Group (Western Australia).
- Wu, J., Yu, S., Zou, R., 2006. A water quality-based approach for watershed wide BMP strategies. *Journal of the American Water Resources Association* 42 (5), 1193–1204.
- Yuan, F., Bauer, M. E., 2007. Comparison of impervious surface area and normalized difference vegetation index as indicators of surface urban heat island effects in Landsat imagery. *Remote Sensing of Environment* 106 (3), 375 – 386.
- Zimmer, C., Heathcote, I., Whiteley, H., Schroeter, H., 2007. Low-impact-development practices for stormwater : Implications for urban hydrology. *Canadian Water Resources Journal* 32 (3), 193–212.
- Zunino, G., Naudin-Adam, M., Castano, S., V., C., 2009. Densité. Opérations de logements et quartiers urbains. IAU Île-de-France, www.iau-idf.fr/fileadmin/Etudes/etude_602/cp1_web_01.pdf.

Les adresses web présentées dans cette bibliographie ont été vérifiées entre janvier et avril 2012.

Entretiens

Dans le manuscrit, les références aux entretiens (nom, année) sont en italique.

Aires, Nadine, 2010. Agence de l'Eau Seine-Normandie. Entretien réalisé par G. Petrucci le 21/10/2010.

Bangoula, Dominique, 2010. Responsable de l'Unité Police de l'Eau du Service de Navigation de la Seine (SNS). Entretien réalisé par G. Petrucci le 15/06/2010.

Berthod, Mathurin et Frysou, Olivier, 2009. Service Hydraulique, Syndicat Mixte de la Vallée de l'Orge Aval. Entretien réalisé par G. Petrucci le 17/12/2009.

Bertrand, Charles, 2011. Service Etudes et Travaux, Direction de l'Eau, Département des Hauts-de-Seine. Entretien téléphonique réalisé par G. Petrucci le 04/10/2011.

Breuil, Bernard, 2008. Responsable du service hydrologie urbaine et environnement (SHUE), Direction de l'Eau et de l'Assainissement, Département de Seine-Saint-Denis. Entretien réalisé par E. Rioust le 04/12/2008.

Chaumeau, François, 2011. Direction de l'Eau et de l'Assainissement, Département de Seine-Saint-Denis. Entretien téléphonique réalisé par G. Petrucci le 11/02/2011.

Guillon, Anne, 2009. Directrice, Direction de l'Eau, Département des Hauts-de-Seine. Entretien réalisé par E. Rioust le 16/11/2009.

Herin, Jean-Jacques, 2011. Directeur de l'Aménagement, des Réseaux et de la Construction, Communauté d'Agglomération du Douaisis, Président de l'ADOPTA. Entretien téléphonique réalisé par G. Petrucci le 23/02/2011.

Lehoucq, Christophe, 2011. Service Etudes et Travaux, Direction de l'eau, Département des Hauts-de-Seine. Entretien réalisé par G. Petrucci le 10 mars 2011.

Maytraud, Thierry, 2009. Responsable du bureau liaison avec l'urbanisme du service hydrologie urbaine et environnement (SHUE) de la Direction de l'Eau et de l'Assainissement, Département de Seine-Saint-Denis. Entretien réalisé par E. Rioust le 15/12/2009.

Nezeys, Alexandre, 2010. Ingénieur, Mairie de Paris. Entretien réalisé par G. Petrucci le 17/11/2010.

Roux, Christian, 2011. Unité d'études, Pôle Aménagement du Territoire, Direction de l'eau, Département des Hauts-de-Seine. Correspondance avec G. Petrucci entre avril 2011 et février 2012.

Annexe A.

Données et paramètres de calage pour les bassins de la ZOH et des Gohards

A.1. Données pluie-débit disponibles

Pour la ZOH, nous présentons l'ensemble des données disponibles (calage et validation) aux points A, B et C¹ dans les figures A.1 et A.2. Pour les Gohards, en raison de la longue période de mesures, seulement les données utilisées pour le calage sont affichées (figure A.3). Le tableau A.1 présente les hauteurs d'eau des pluies de projet utilisées pour le calcul des indicateurs $Q_{T=10}$ et $Q_{T=20}$.

T (ans)	ZOH	Gohards
10	25.8 mm	26.8 mm
20	31.0 mm	34.4 mm

Tableau A.1.: Hauteurs d'eau des pluies de projet utilisées pour le calcul de $Q_{T=10}$ et $Q_{T=20}$. La durée des pluies est 1 heure.

A.2. Paramètres de calage

Dans les tableaux A.2, A.3 et A.4 sont résumées, pour chaque calage réalisé : les paramètres de calage avec une brève description, leur intervalle de variation, la valeur retenue en sortie du calage.

1. pour la position des points dans le bassin versant, voir la figure 8.1.

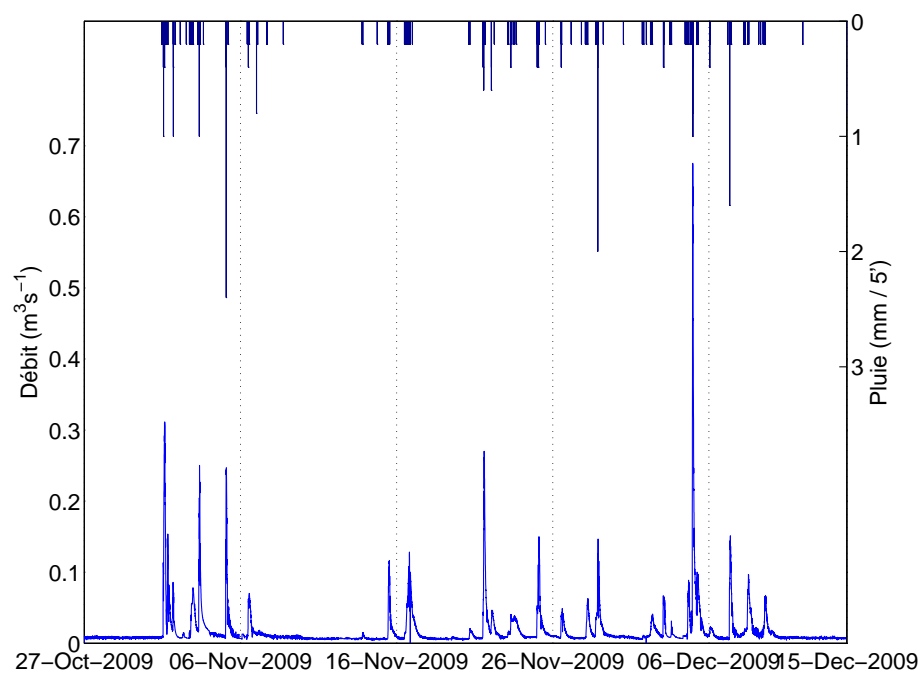


FIGURE A.1.: ZOH : données disponibles au point B.

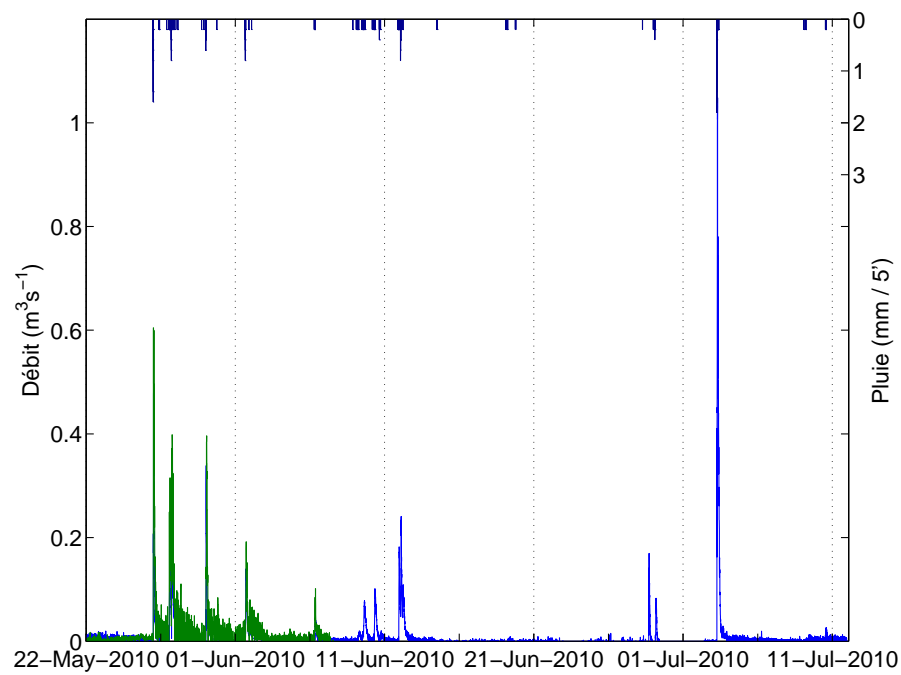


FIGURE A.2.: ZOH : données disponibles aux points A (en bleu) et C (en vert).

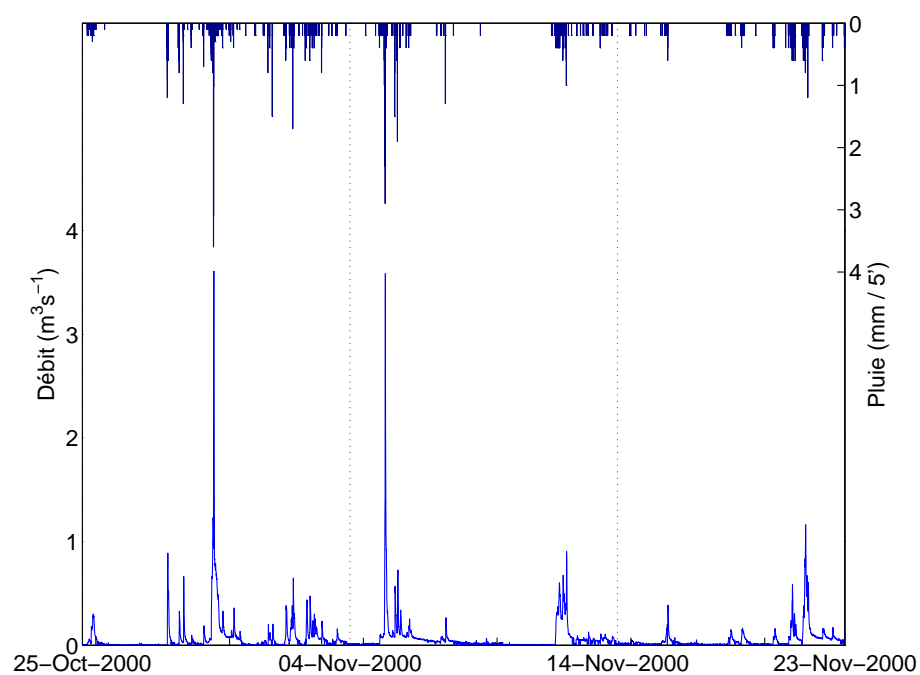


FIGURE A.3.: Gohards : données utilisées pour le calage.

Paramètre	Description	Unité	Min	Max	Optimisé
n_pipes	Coefficient de Manning (conduites)	$m^{-1/3}s$	0.011	0.017	0.013
geo_suct	Succion capillaire au front d'humidification (mod. Green-Ampt)	mm	90	290	102
geo_cond	Conductivité hydraulique à saturation (mod. Green-Ampt)	$mm\ h^{-1}$	0.5	100	99.17
geo_def	Déficit d'eau maximal	%	0.2	0.37	0.292
green_d	Pertes initiales - espaces verts	mm	3	15	3.05
green_n	Coefficient de Manning - espaces verts	$m^{-1/3}s$	0.06	0.5	0.063
road_d	Pertes initiales - voiries	mm	1	6	1.03
road_n	Coefficient de Manning - voiries	$m^{-1/3}s$	0.011	0.02	0.0113
roof_d	Pertes initiales - toitures	mm	1	6	5.89
roof_n	Coefficient de Manning - toitures	$m^{-1/3}s$	0.011	0.02	0.0199
MON_oth	Coefficient d'imperméabilisation des autres surfaces - partie amont du point A	%	0	100	1.24
CEN_oth	Coefficient d'imperméabilisation des autres surfaces - partie entre point A et B	%	0	100	1.15
w_i	Largeur du sous-bassin i : $W_i = w_i \cdot \sqrt{A_i}$		0.5	5	(80 val.)

Tableau A.2.: ZOH, partie amont : paramètres de calage, intervalles de variation et valeurs optimisée.

Paramètre	Description	Unité	Min	Max	Optimisé
VAL_oth	Coefficient d'imperméabilisation des autres surfaces - partie aval du point B	%	0	100	1.74
w_i	Largeur du sous-bassin i : $W_i = w_i \cdot \sqrt{A_i}$		0.5	5	(48 val.)

Tableau A.3.: ZOH, partie aval : paramètres de calage, intervalles de variation et valeurs optimisée.

Paramètre	Description	Unité	Min	Max	Optimisé
n_pipes	Coefficient de Manning (conduites)	$m^{-1/3}s$	0.011	0.02	0.0122
geo_suct	Succion capillaire au front d'humidification (mod. Green-Ampt)	mm	80	250	84.1
geo_cond	Conductivité hydraulique à saturation (mod. Green-Ampt)	$mm\ h^{-1}$	0.5	30	28.9
geo_def	Déficit d'eau (porosité - capacité au champs)	%	0.2	0.4	0.334
imp_n	Coefficient de Manning : surfaces imperméables	$m^{-1/3}s$	0.011	0.03	0.0116
per_n	Coefficient de Manning : surfaces perméables	$m^{-1/3}s$	0.02	0.5	0.481
imp_d	Pertes initiales : surfaces imperméables	mm	1	8	1.12
per_d	Pertes initiales : surfaces perméables	mm	2	15	2.85
aut_imp	Coefficient d'imperméabilisation des autres surfaces	%	0	100	97.7
W_i	Largeur du sous-bassin	m	10	700	(92 val.)

Tableau A.4.: Gohards : paramètres de calage, intervalles de variation et valeurs optimisée.

Annexe B.

Une méthode des pluies « étendue »

La méthode des pluie est une méthode classique de dimensionnement des bassins de retenue, présente dans l'IT 1977/284. Sa version la plus connue consiste dans une méthode graphique, qui permet de trouver la hauteur d'eau (ou volume spécifique) à stocker (v^*), pour un débit de fuite (q^*) et un temps de retour (T) donnés :

1. on trace la courbe intensité-durée-fréquence (IDF), pour le temps de retour T donné, sur un plan durée (d) - hauteur d'eau (h). La hauteur d'eau est calculée à partir de l'intensité (I) : $h = I \cdot d$;
2. on trace sur le même plan une droite correspondant à la vidange du bassin de retenue : $h = q^* \cdot d$;
3. on trace la tangente à la courbe IDF parallèle à la droite de vidange ;
4. la distance verticale entre la droite de vidange et la tangente tracée est la hauteur d'eau maximale à stocker dans le bassin de retenue, soit la valeur de v^* recherchée.

Cette procédure n'est rien d'autre qu'une maximisation de la différence entre la courbe IDF et la courbe de vidange du bassin de retenue, supposée être une droite. A l'origine, même avant la codification par l'instruction technique, cette méthode était appliquée en construisant les courbes IDF à partir du dépouillement des séries de pluies disponibles (Jacobsen, 1973). Une alternative est l'utilisation de la courbe IDF sous la forme de coefficients de Montana. La formule de Montana est, en effet, une paramétrisation de la courbe IDF :

$$I(d, T) = a(T) \cdot d^{-b(T)} \quad (\text{B.1})$$

où $a(T)$ et $b(T)$ sont des paramètres appelés couramment coefficients de Montana.

Aujourd'hui, l'utilisation des coefficients de Montana est plus aisée que la construction directe de la courbe à partir des séries de pluie, car ces coefficients sont donnés, pour les trois régions pluviométriques, dans la même IT 1977/284 et, si on souhaite disposer de valeurs locales, Météo-France permet de les acheter directement pour de nombreuses stations de mesure (CERTU, 2003).

Idéalement, la méthode des pluies originelle ou en utilisant la formule de Montana sont équivalentes, car le dépouillement des données sous-jacent est le même. Pourtant, une différence significative subsiste : les coefficients de Montana sont calculés comme une interpolation de la courbe IDF réelle, à partir de quelques points $I(d)$ dans un intervalle de durées précis et, souvent, limité (CERTU, 2003). Par exemple, les coefficients a et b fournis par l'IT 1977/284 sont calculés pour une durée de 5 à 120 minutes (Roux, 1996). Comme le rappelle le CERTU (2003) :

« Ces formules (et en particulier les deux premières [*Montana et Talbot*]) ne sont généralement valables que pour une fourchette de valeurs de d entre 6 minutes et 2 heures, entre 1 heure et 6 heures, etc. Il est extrêmement dangereux de les utiliser en dehors de leur domaine de validité. »

Dans l'application de la méthode des pluies avec la formule de Montana, lorsqu'on détermine le maximum de la distance entre la courbe IDF et la droite de vidange, on le fait pour une valeur de durée déterminée, qu'on peut appeler *durée de remplissage maximale du bassin de retenue* (d_m). Il faut veiller à ce que cette durée appartienne au domaine de validité des coefficients de Montana qu'on est en train d'utiliser.

Cette durée de remplissage maximale apparaît clairement si on applique la méthode des pluies analytiquement et non pas géométriquement. Cela revient à maximiser la différence entre la courbe IDF et la droite de vidange, pour un T fixé :

$$v^* = \max_d (I(d) \cdot d - q^* \cdot d) \quad (\text{B.2})$$

Ce qui peut être résolu en fonction de d_m :

$$d_m : \frac{d}{dd} (I(d) \cdot d - q^* \cdot d) = 0 \quad (\text{B.3})$$

En remplaçant $I(d)$ par l'équation B.1 :

$$d_m : \frac{d}{dd} (a \cdot d^{1-b} - q^* \cdot d) = 0 \quad (\text{B.4})$$

En dérivant :

$$d_m : a(1-b) \cdot d_m^{-b} - q^* = 0 \quad (\text{B.5})$$

D'où :

$$d_m = \left(\frac{q^*}{a(1-b)} \right)^{-\frac{1}{b}} \quad (\text{B.6})$$

En remplaçant d_m ainsi obtenu dans l'équation :

$$v^* = a \cdot d_m^{1-b} - q^* \cdot d_m \quad (\text{B.7})$$

on obtient la valeur de v^* recherchée. Comme on l'avait anticipé, la durée de remplissage maximale a un rôle bien plus explicite dans cette démarche que dans la construction géométrique de la méthode des pluies.

Sur la base de ces observations sur la validité des coefficients de Montana, nous avons construits deux abaques $v^*(q^*)$, pour les deux stations de Brétigny-sur-Orge, à proximité du bassin de la ZOH, et de Nantes-Bouguenais, à proximité du bassin des Gohards. Nous avons employé trois jeux de paramètres de Montana par abaque, avec des domaines de validité différents. Pour Brétigny, nous disposions de paramètres pour les durées : de 6 minutes à 2 heures, de 2 à 12 heures, de 12 heures à 8 jours. Pour Bouguenais, de 6 minutes à 3 heures, de 3 à 24 heures, de 24 heures à 4 jours. Nous avons fixé T à 10 ans.

Pour chaque jeu de paramètre (a et b) et pour chaque q^* , nous avons calculé les valeurs de d_m . Nous avons reporté dans l'abaque les valeurs de v^* correspondantes seulement lorsque d_m était dans le domaine de validité des paramètres utilisés. Le résultat est présenté dans la figure B.1.

Une première remarque concerne l'existence de lacunes dans les courbes tracées : cela est dû au fait que le calcul avec un jeu de coefficients donne une valeur de d_m correspondant à un autre jeu, et vice-versa. Pour combler ces lacunes il faudrait plus que trois jeux de paramètres de Montana, avec des chevauchements partiels dans les domaines de validité. Ne disposant pas de ces données supplémentaires, nous avons interpolé une loi de puissance sur l'ensemble des données disponibles pour obtenir les valeurs manquantes. La quasi-horizontalité des courbes en correspondance des « lacunes internes » permet de déterminer facilement une interpolation acceptable. Au contraire, l'extrapolation pour des valeurs très faibles de q^* , où la pente des courbes est importante, peut être problématique. Il s'agit de la cause probable du sous-dimensionnement observé, dans les résultats des simulations (section 9.2.1), à propos de la réglementation $q^* = 0.5 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ pour le bassin des Gohards.

Une deuxième remarque est que l'abaque de l'Instruction Technique de 1977 est très proche des courbes que nous avons tracées (à l'exception des débits de fuite plus faibles). Cela parce qu'il a été construit par un dépouillement direct des données (méthode des volumes) et non pas par une application de la méthode des pluies avec les coefficients proposés par l'IT même. Cela aurait donné des résultats très différents (pour $q^* = 1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ on obtient, en région pluviométrique 1, un volume spécifique $v^* = 2250 \text{ m}^3 \text{ ha}^{-1}$).

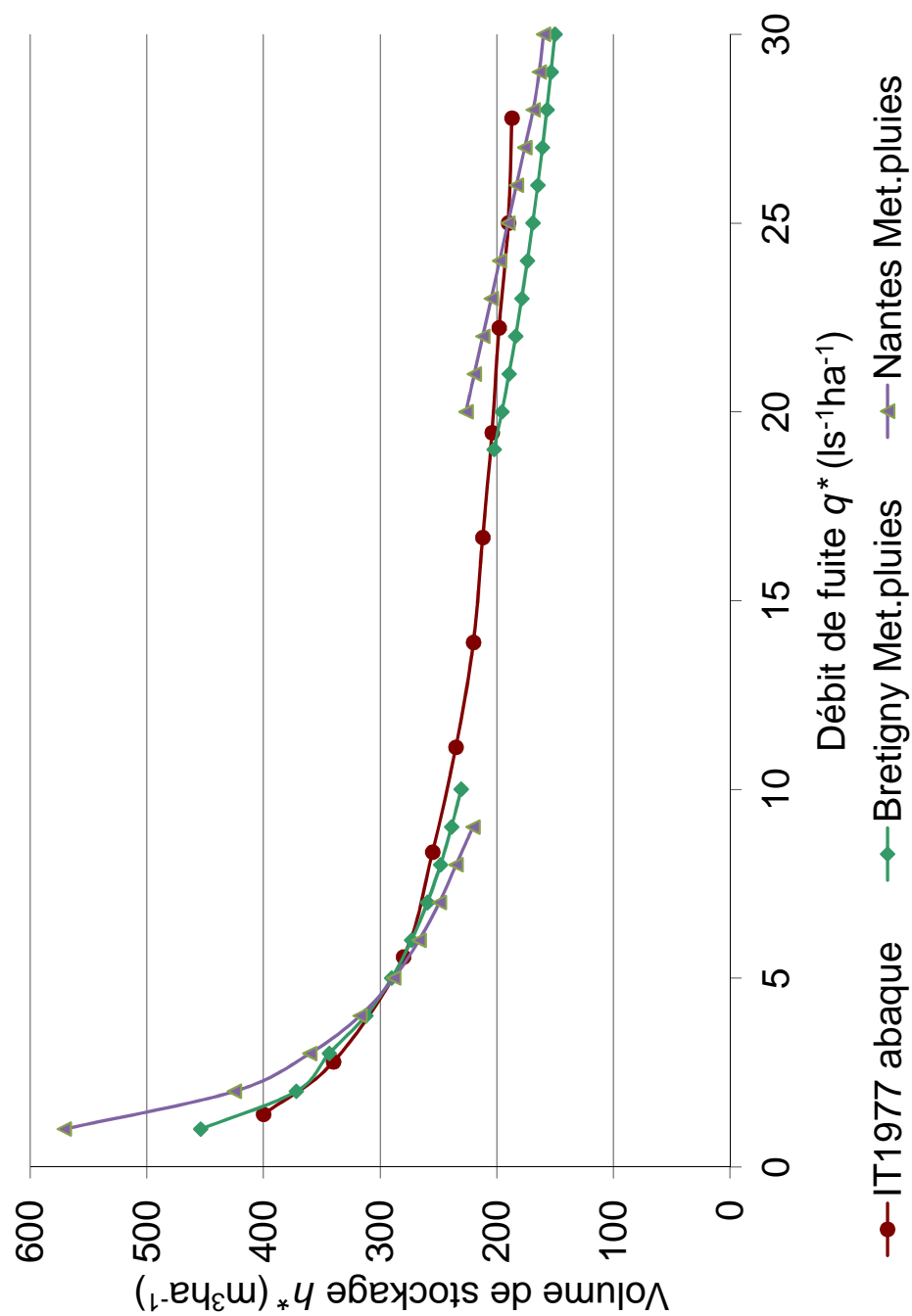


FIGURE B.1.: Comparaison entre l'abaque de l'IT 1977/284 (Ab.7, Région 1) et la méthode des pluies avec coefficients de Montana locaux et variables avec la durée, pour Bretagne-sur-Orge et Nantes-Bouguenais. $T=10$ ans.

Annexe C.

Développement d'un modèle d'atténuation des hydrogrammes

Dans cette annexe nous présentons les détails du développement du modèle d'atténuation des débits de pointe dans les conduites, développement que nous avons décrit brièvement dans la section 10.1.

C.1. Méthodologie

Notre démarche se base principalement sur deux travaux concernant l'atténuation des hydrogrammes dans les réseaux d'assainissement : Kovacs (1988) et Ackers et Harrison (1964). En particulier, nous utiliserons la description des hydrogrammes suggérée par le premier et la démarche expérimentale appliquée par les seconds.

Kovacs (1988) a développé une analyse des conditions d'applications des modèles de l'onde cinématique et de l'onde diffusante aux réseaux d'assainissement. En particulier, il étudie la célérité et l'atténuation d'une perturbation (onde de débit de temps de pluie) superposée à un état initial de référence (écoulement permanent de vitesse v_0 et hauteur h_0).

A partir d'une analogie entre la partie montante de l'hydrogramme de crue et une perturbation sinusoïdale (figure C.1), il définit une longueur d'onde spatiale ν de l'hydrogramme.

Kovacs montre que l'importance de l'atténuation dans les réseaux dépend du nombre de Froude F_0 et de la hauteur h_0 de l'état initial, ainsi que de la longueur d'onde ν de la perturbation et de la pente de la conduite. Dans les conditions usuelles des réseaux d'assainissement, par contre, il n'arrive pas à distinguer de façon systématique des configurations dans lesquelles l'atténuation peut être importante ou négligeable.

A propos des paramètres qui guident l'atténuation il remarque que, dans un

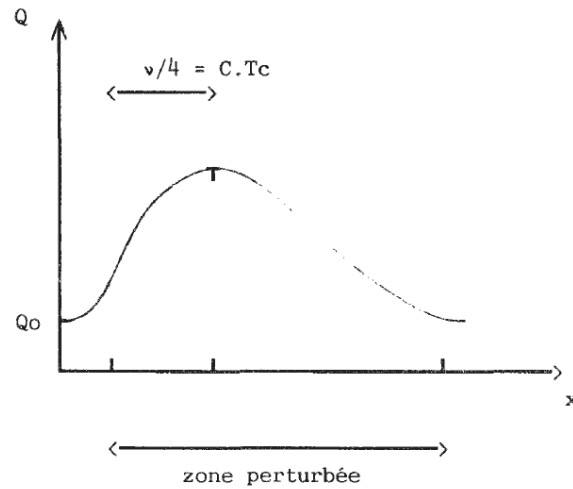


FIGURE C.1.: Définition de la longueur d'onde ν d'un hydrogramme (source : Kovacs (1988))

réseau d'assainissement, l'écoulement permanent auquel la crue se superpose n'est pas toujours bien défini, et dans certains cas il peut être compliqué (ou impossible) d'en déterminer les paramètres. En particulier, tandis que F_0 est largement déterminé par les caractéristiques des conduites et ne pose donc pas de problèmes significatifs, h_0 dépend du régime de départ, et peut poser des problèmes de quantification.

Ackers et Harrison (1964) s'intéressent à l'atténuation des pics de débit dans les réseaux d'assainissement pour perfectionner les pratiques de dimensionnement des conduites. L'approche suivie par les auteurs ne repose pas sur les modèles mécanistes dérivés des équations de Barré de Saint Venant, mais sur un travail expérimental. Les auteurs ont réalisé une série d'expériences sur un modèle réduit de conduite, en observant l'évolution de la hauteur de pics superposés à un écoulement permanent. En 1964, quand cette étude a été réalisée, l'intégration numérique des équations de Barré de Saint Venant n'était pas aisée et ne pouvait pas être appliquée d'une façon générale. C'est pourquoi les auteurs essayaient d'obtenir, par leurs observations et une analyse dimensionnelle, une équation empirique de la hauteur du pic. Ils ont observé que le facteur le plus pertinent dans l'atténuation de l'hydrogramme est son volume ΔV , et que le phénomène d'atténuation le long d'une conduite était bien expliqué par un terme adimensionnel proportionnel à :

$$\frac{V_c}{\Delta V \cdot F_f}$$

où V_c (m^3) est le volume de la conduite et F_f (adimensionnel) est le nombre de Froude

de l'écoulement à pleine section¹. Il est intéressant de remarquer que l'hydrogramme n'intervient que par son volume, tandis que les facteurs V_c et F_f dépendent de la conduite. Ackers et Harrison proposent ensuite une formulation reliant l'atténuation, évaluée en termes de hauteurs du pic par rapport au diamètre de la conduite, à ce facteur adimensionnel.

Sur la base des observations du chapitre 10, nous allons appliquer une démarche expérimentale similaire à celle de Ackers et Harrison, mais en utilisant un modèle numérique de l'écoulement au lieu d'un modèle réduit, et en cherchant une formulation de l'atténuation en terme de débit de pointe et non pas de hauteur relative. Dans les paragraphes suivants, nous décrivons (i) les conditions expérimentales que nous avons retenues comme représentatives de l'écoulement dans les réseaux d'assainissement ; (ii) les facteurs adimensionnels et les formes d'équations, basés sur les travaux de Ackers et Harrison et Kovacs, utilisés pour expliquer le phénomène ; (iii) les procédures de simulation et validation. Ensuite, dans la section C.2 nous présenterons les résultats des simulations et les modèles retenus à l'issue de cette démarche.

C.1.1. Conditions expérimentales

Nous considérons une conduite circulaire de diamètre D , de longueur l , de pente s , de coefficient de Manning n . La vitesse à pleine section, v_f , est calculé par la formule de Manning-Strickler (Hingray et al., 2009), en fonction du rayon hydraulique R_h :

$$v_f = \frac{1}{n} R_h^{2/3} s^{1/2}; \quad R_h = \frac{D}{4} \quad (\text{C.1})$$

A pleine section, le débit est $Q_f = v_f \cdot \frac{\pi D^2}{4}$, et le nombre de Froude $F_f = v_f \cdot (g \cdot D)^{-\frac{1}{2}}$. Le volume de la conduite est $V_c = \frac{\pi D^2}{4} l$.

Les valeurs des caractéristiques de la conduite peuvent varier dans les intervalles présentés dans le tableau C.1. Nous avons choisi des intervalles représentatifs des conditions usuelles en réseau d'assainissement ; en particulier, le diamètre minimal, les pentes et les vitesses minimales et maximales, sont des valeurs standard dans la pratique du dimensionnement (Chocat et al., 1997). Les valeurs donnés à n correspondent à des conduites en béton, en ciment ou en plastique² (Rossman, 2004).

A l'intérieur de la conduite, on considère un écoulement permanent de débit Q_0 . A l'écoulement permanent se superpose une perturbation qui, à l'entrée de la conduite,

1. Comme Kovacs, ils remarquent que le nombre de Froude, dans un réseau d'assainissement, varie peu avec l'écoulement (sauf dans le cas d'un ouvrage spécial ou d'une singularité qui, dans certaines conditions, imposent une hauteur d'eau importante à l'aval). Par conséquent, il peut être considéré constant, et ne dépendant que des caractéristiques de la conduite.

2. Le coefficient de Strickler S_t est l'inverse du coefficient de Manning n . Il est reporté dans le tableau seulement pour une plus grande lisibilité.

Symbole	Unité	min	max
l	m	50	3000
D	m	0.5	3
s	m/m	0.004	0.05
n	$\text{m}^{-1/3}\text{s}$	0.01	0.017
S_t	$\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$	59	100
v_f	m/s	0.762	6

Tableau C.1.: Intervalles de variations pour les grandeurs définissant la conduite.

a un volume ΔV et un débit de pointe Q_{in} . A la sortie, le débit de pointe est Q_{out} . L'atténuation peut donc être définie comme Q_{out}/Q_{in} .

Suivant l'analogie de Kovacs (1988), nous considérons initialement une perturbation sinusoïdale (figure C.2). On peut montrer que, pour une telle perturbation, la relation entre le volume, le débit de pointe et la durée d , est

$$\Delta V = \alpha \cdot Q_{in} \cdot d, \text{ avec } \alpha = \frac{2}{\pi} \quad (\text{C.2})$$

On utilisera, en phase de validation (section C.1.5), des perturbations de forme différente. Pour celles-ci l'équation C.2 reste valable, mais le facteur α prend des valeurs différents.

C.1.2. Facteurs explicatifs

Sur la base des observations faites par Ackers et Harrison, nous considérons comme facteurs potentiellement explicatifs de l'atténuation les facteurs adimensionnels suivants³ :

- $\frac{V_c}{\Delta V \cdot F_f}$, qui combine le ratio entre volume de la conduite et volume de l'hydrogramme, et le nombre de Froude à pleine section. Il s'agit du facteur identifié par Ackers et Harrison (1964) ;
- $\frac{Q_0}{Q_f}$, qui décrit le niveau de remplissage initial de la conduite. Dans la formulation des deux auteurs, ce terme est représenté par h_0/D .

Pour prendre en compte explicitement le débit de pointe initial, nous ajoutons un troisième nombre adimensionnel, $\frac{Q_{in}}{Q_f}$.

3. En première approximation, nous avons pris en compte même d'autres nombres adimensionnels, tels que le nombre de Froude à pleine section F_f , ou le ratio $V_c/\Delta V$. Ces termes ont montré, dès le début de l'analyse, soit une forte corrélation avec les autres, soit une très faible influence sur l'atténuation. Pour ces raisons nous les avons abandonnés dans le reste de l'analyse.

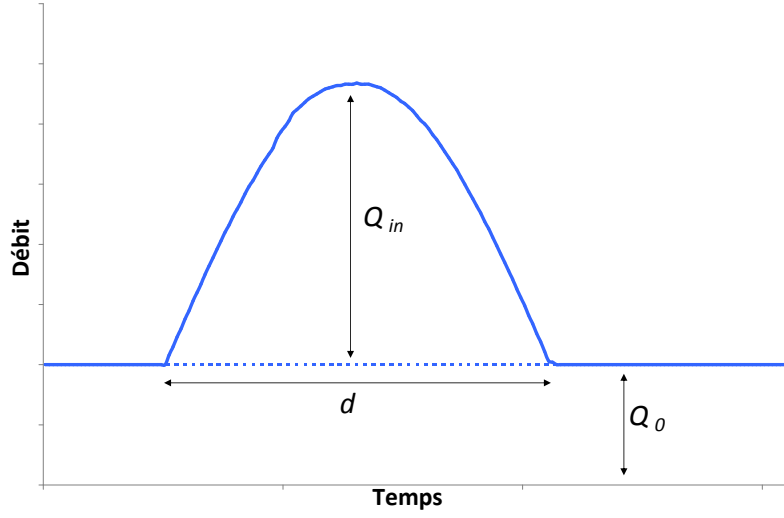


FIGURE C.2.: Schéma d'une perturbation sinusoïdale.

Enfin, Kovacs montre que l'atténuation dépend de la longueur d'onde de l'hydrogramme. Il définit cette grandeur dans le domaine de l'espace comme le double de la distance, le long de la conduite, intéressée par la perturbation (figure C.1). Dans notre approche, nous souhaitons garder séparées les caractéristiques de l'hydrogramme de celles de la conduite et de l'écoulement, ce qui n'est pas possible pour cette longueur d'onde spatiale. En effet, elle dépend tant de la durée de l'hydrogramme (temps avant le pic), que de la vitesse de déplacement de celui-ci dans le réseau⁴.

Pour disposer d'un nombre adimensionnel corrélé à la longueur d'onde mais ne comportant pas cet inconvénient, nous allons donc remplacer la longueur d'onde de la perturbation par sa durée d . En continuant à utiliser comme vitesse de référence de l'écoulement la vitesse à pleine section dans la conduite v_f , nous pouvons définir un temps de propagation :

$$t_p = \frac{l}{v_f} \quad (C.3)$$

Nous introduisons un dernier nombre adimensionnel : $\frac{t_p}{d}$. Les équations C.2, qui lie les caractéristiques des perturbations, et C.3, qui définit t_p , permettent de réécrire

4. Durée et longueur d'onde spatiale sont liées linéairement dans le cas où la vitesse de déplacement du pic est constante.

$\frac{t_p}{d}$ en fonction des autres paramètres de l'hydrogramme et de la conduite :

$$\frac{t_p}{d} = \frac{l}{v_f} \cdot \frac{\alpha Q_{in}}{\Delta V}$$

En multipliant et divisant par la section $S = \frac{\pi D^2}{4}$ de la conduite, on obtient

$$\frac{t_p}{d} = \frac{(S \cdot l)}{(S \cdot v_f)} \cdot \frac{\alpha Q_{in}}{\Delta V} = \frac{V_c}{Q_f} \cdot \frac{\alpha Q_{in}}{\Delta V}$$

D'où :

$$\frac{t_p}{d} = \alpha \frac{V_c}{\Delta V} \cdot \frac{Q_{in}}{Q_f} \quad (C.4)$$

Cette dernière équation montre qu'on peut exprimer le terme « temporel » $\frac{t_p}{d}$ en fonction des termes de volume et de débit, en faisant intervenir un coefficient α dépendant de la forme de l'hydrogramme. Nous allons utiliser comme nombre adimensionnel le terme de droite de l'expression C.4. Nous pouvons négliger α dans les premières phases de notre démarche, car nous allons simuler des hydrogrammes ayant tous la même forme et pour lesquels, par conséquent, α est constant. En phase de validation, où nous allons simuler des hydrogrammes ayant des formes différentes, nous allons réintroduire le coefficient α et en discuter l'importance.

En résumant, nous considérons comme facteurs explicatifs de l'atténuation quatre nombres adimensionnels :

$$X_i = \left\{ \frac{V_c}{\Delta V \cdot F_f}, \frac{Q_0}{Q_f}, \frac{Q_{in}}{Q_f}, \frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f} \right\} ; i = 1, \dots, 4$$

Une fois les simulations effectuées, nous rechercherons une équation décrivant l'atténuation :

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = f(X_1, \dots, X_4)$$

En particulier, nous allons tester trois formes d'équations :

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = a \prod_{i=1}^4 X_i^{b_i} \quad (C.5)$$

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = a_0 + \sum_{i=1}^4 a_i X_i^{b_i} \quad (C.6)$$

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = (a_0 + \sum_{i=1,3,4} a_i X_i)^{b+a_2 X_2} \quad (C.7)$$

Tandis que les deux premières formes, que l'on appellera par la suite modèles multiplicatif (équ. C.5) et additif (équ. C.6), représentent des tentatives très générales

d'ajustement d'une fonction, la troisième (éq. C.7) est basée sur une équation proposée par Ackers et al. (1965), que nous avons reprises dans Petrucci et Tassin (2011), et que nous allons appeler modèle de Ackers⁵. L'équation initiale proposée par Ackers et al. peut être écrite, en substituant les nombres adimensionnels définis en termes de hauteur d'eau avec les nombres que nous avons définis en débit, sous la forme :

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = (a_0 + a_1 X_1)^{b+a_2 X_2}$$

En préservant cette structure, et en particulier le rôle du terme X_2 , on peut généraliser cette formulation et obtenir l'équation C.7.

C.1.3. Simulations

Nous utilisons le code de calcul du modèle SWMM 5 pour simuler l'écoulement dans une conduite. Ce code intègre les équations de Barré de Saint Venant dans leur forme complète, par une méthode explicite aux différences finies (Rossman et Supply, 2006).

Nous réalisons $N = 10000$ simulations. Pour chaque simulation, nous considérons une conduite et un hydrogramme aléatoires. L'algorithme est le suivant (initialisé avec $j = 0$) :

1. Extraction des valeurs l, D, s, n de la conduite à l'intérieur des intervalles donnés dans le tableau C.1 (distribution uniforme). $k = 1$
2. Calcul de v_f et vérification qu'elle est comprise dans l'intervalle du tableau C.1. Si non retour à (1). Calcul de Q_f, F_f, V_c .
3. Extraction de Q_0 entre $0 \text{ m}^3/\text{s}$ et $0.9 \cdot Q_f$.
4. Extraction de ΔV entre 0 m^3 et $k \cdot V_c$, avec $k = \{1, \dots, 10\}$.
5. Extraction de Q_{in} entre $0.001 \text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_f - Q_0$.
6. Calcul de d . Vérification que $2 \text{ min} < d < 24 \text{ h}$. Si non retour à (4).
7. Simulation de l'écoulement.
8. Vérification que $(V_{in} - V_{out})/V_{in} < 0.01$. Si non retour à (1).
9. Calcul de Q_{out} .
10. Enregistrement des données et des résultats. $j = j + 1$. $k = k + 1$.
11. Si $k < 11$ retour à (4).
12. Si $j < N$ retour à (1). Sinon fin.

Comme on peut le remarquer, l'algorithme comporte plusieurs conditions sur les valeurs considérés :

5. Ces trois formes constituaient notre choix d'analyse initial. Il était prévu de reconsidérer ce choix par la suite, en intégrant des structures plus générales, si besoin était. Cependant, comme les résultats obtenus avec ce choix étaient acceptables, nous l'avons conservé.

- v_f doit être compris dans l'intervalle du tableau C.1 (point (2)) parce que les pratiques de dimensionnement des réseaux, dans les différents pays, imposent ces limites (Chocat et al., 1997) ;
- les limites supérieures sur Q_0 et Q_{in} (points (3) et (5)), données par rapport à Q_f servent à empêcher que le réseau soit en charge ;
- la limite inférieure de Q_{in} (1ls^{-1} , point (5)) sert à éviter des simulations où le pic de débit est trop petit pour être détectable ;
- la limite supérieure de ΔV , variable par rapport à V_c (point (4)) permet à l'algorithme de balayer un large éventail de perturbations par rapport à la taille de la conduite ;
- la limite inférieure sur d (2 min, point (6)) est issue du théorème de Nyquist-Shannon (Shannon, 1949), qui lie la période d'un signal à la fréquence d'échantillonnage nécessaire pour le décrire. Le code de calcul utilisé permet de discrétiser l'hydrogramme en entrée avec un pas de temps minimal de 1 min, ce qui permet de décrire un signal de période $T \geq 2$ min. Dans notre cas on peut assumer que $d \approx T$;
- la limite supérieure sur d (point (6)) sert à éviter que le pic de débit ne se passe après la fin de la simulation ;
- la vérification du bilan des volumes à l'issue de la simulation (point (8)) sert à vérifier que l'intégration n'a pas produit de résultats aberrants et que la perturbation s'est écoulée complètement avant la fin de la simulation.

C.1.4. Exploitation des résultats

Une fois les simulations effectuées, nous allons ajuster les trois équations C.5, C.6 et C.7. Si nous appelons $y_n = \frac{Q_{out}}{Q_{in}}$ la valeur de l'atténuation obtenue lors de la n -ième simulation, et $\hat{y}_n = f(X, a, b)$ la valeur correspondante estimée grâce à une des équations considérées, nous pouvons déterminer la valeur optimale des paramètres a et b , pour chaque équation, en minimisant l'erreur quadratique moyenne :

$$\min_{a,b} MSE = \min_{a,b} \left[\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N (y_n - \hat{y}_n)^2 \right] \quad (\text{C.8})$$

Pour une meilleure lisibilité des résultats, nous avons aussi calculé le coefficient de détermination R^2 :

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{n=1}^N (y_n - \hat{y}_n)^2}{\sum_{n=1}^N y_n^2} \quad (\text{C.9})$$

Ce coefficient varie entre 0 et 1 ; plus sa valeur est proche de 1, plus les estimations du modèle sont en accord avec les données.

En outre, pour évaluer les biais des modèles, nous avons calculé le coefficient

d'autocorrélation d'ordre 1 des résidus, après avoir ordonné les observations :

$$r_c = \frac{\sum_{n=1}^{N-1} [(\epsilon_n - \bar{\epsilon})(\epsilon_{n+1} - \bar{\epsilon})]}{\sum_{n=1}^N (\epsilon_n - \bar{\epsilon})^2} ; \bar{\epsilon} = \frac{1}{N} \sum_{n=1}^N \epsilon_n ; \epsilon_n = y_n - \hat{y}_n \quad (\text{C.10})$$

Ce coefficient varie aussi entre 0 et 1. Une valeur se rapprochant de 0 est préférable, car elle indique que les résidus ne sont pas corrélés, et que le modèle ne présente pas, par conséquent, un biais systématique dans l'estimation.

C.1.5. Validation

Pour vérifier que les résultats obtenus sont valables pour des conditions plus générales, et en particulier pour des hydrogrammes n'ayant pas une forme sinusoïdale, Nous allons valider les résultats sur des simulations analogues aux précédentes, mais en variant la forme des hydrogrammes d'entrées. En particulier, nous allons simuler des hydrogrammes triangulaires et rectangulaires, ainsi que des hydrogrammes de forme plus « réaliste », obtenus par le modèle de la cascade de réservoir de Nash (Singh, 1988). Les formes des hydrogrammes utilisés — comparées à un hydrogramme sinusoïdal ayant le même volume et débit de pointe — sont présentées en figure C.3.

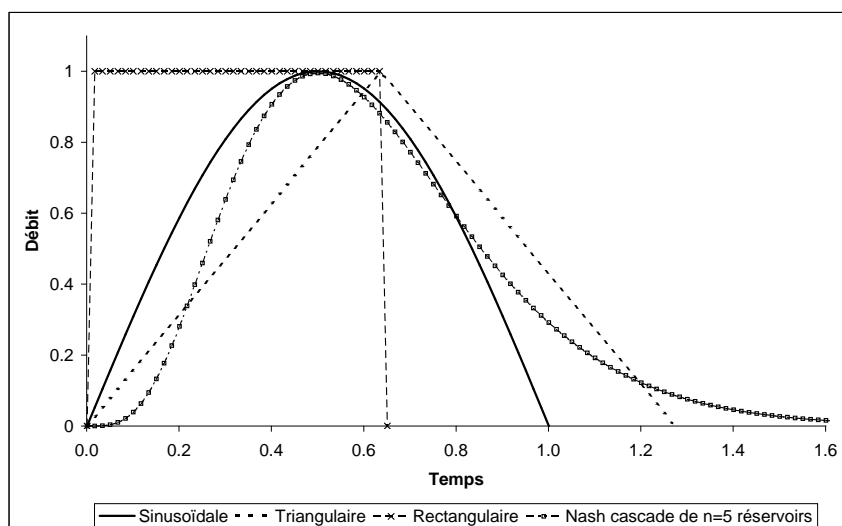


FIGURE C.3.: Formes normalisées des hydrogrammes utilisées en validation.

Ces simulations permettent, au delà d'une vérification des équations obtenues, d'apprécier l'effet du paramètre de forme α . En effet, le nombre adimensionnel $\frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f}$ a été dérivé du rapport entre le temps de propagation de la conduite et la durée de la perturbation, en négligeant α . Il faut donc vérifier si, en le réintroduisant dans les équations, l'estimation s'améliore.

Pour le réintroduire, on va considérer l'exemple de l'équation C.7 (la procédure va être similaire pour les autres modèles). On peut réécrire le terme $a_4 X_4$, en considérant que a_4 a été ajusté pour un hydrogramme sinusoïdal :

$$a_4 X_4 = a_4 \frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f} = a'_4 \alpha_{sin} \frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f} \quad (C.11)$$

Où $\alpha_{sin} = 2/\pi$ (équ. C.2) et :

$$a'_4 = \frac{a_4}{\alpha_{sin}}$$

Si on souhaite considérer une forme différente, par exemple un hydrogramme triangulaire, il faudra introduire le coefficient α_{tri} :

$$a_4 X_4 = a'_4 \alpha_{tri} \frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f} = a_4 \frac{\alpha_{tri}}{\alpha_{sin}} \frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f} \quad (C.12)$$

Si on considère ΔV et Q_{in} fixés, et en rappelant que la définition de α est

$$\alpha = \frac{\Delta V}{Q_{in} d}$$

on peut écrire :

$$\frac{\alpha_{tri}}{\alpha_{sin}} = \frac{\frac{\Delta V}{Q_{in} d_{tri}}}{\frac{\Delta V}{Q_{in} d_{sin}}} = \frac{d_{sin}}{d_{tri}} \quad (C.13)$$

Or, dans la figure C.3, les hydrogrammes sont représentés avec ΔV et Q_{in} constant, et en normalisant l'échelle des temps par rapport à d_{sin} . Par conséquent, les intersections des différents hydrogrammes avec l'axe des abscisses indiquent⁶ les valeurs de $\frac{d_{\bullet}}{d_{sin}}$. Leurs inverses sont donc les coefficients $\frac{\alpha_{\bullet}}{\alpha_{sin}}$ recherchés. Les valeurs des coefficients pour les hydrogrammes considérés sont reportés dans le tableau C.2. Dans la validation, nous comparerons les valeur de MSE calculés avec et sans ces coefficients de correction.

6. Ceci n'est pas valable pour le modèle de Nash, qui n'a pas de zéros pour $t > 0$. Par contre, on peut définir une durée de l'hydrogramme par rapport au volume écoulé, par exemple le 95%. En profitant du fait que le modèle de Nash a l'équation d'une distribution Gamma (Singh, 1988), dont la fonction de repartition et son inverse sont disponibles sous formes de tableaux, on peut obtenir la valeur de la durée par rapport aux autres grandeurs définissant l'hydrogramme. En particulier, pour $n = 5$ réservoirs, $\alpha_{Nash5} = 0.44$.

Hydrogramme	$\frac{d_{\bullet}}{d_{sin}}$	$\frac{\alpha_{\bullet}}{\alpha_{sin}}$
Triangulaire	1.27	0.79
Rectangulaire	0.64	1.56
Nash, $n = 5$	1.45	0.69

Tableau C.2.: Coefficients de correction pour les hydrogrammes non-sinusoidales.

C.2. Résultats

C.2.1. Ajustement des équations

Comme expliqué dans la section 10.1, une fois effectuées les 10000 simulations, nous pouvons minimiser le MSE pour ajuster les paramètres a et b intervenants dans les équations C.5 à C.7. Les résultats de ces minimisations, incluant le calcul du coefficient de détermination R^2 , sont présentés en figure C.4, C.5 et C.6.

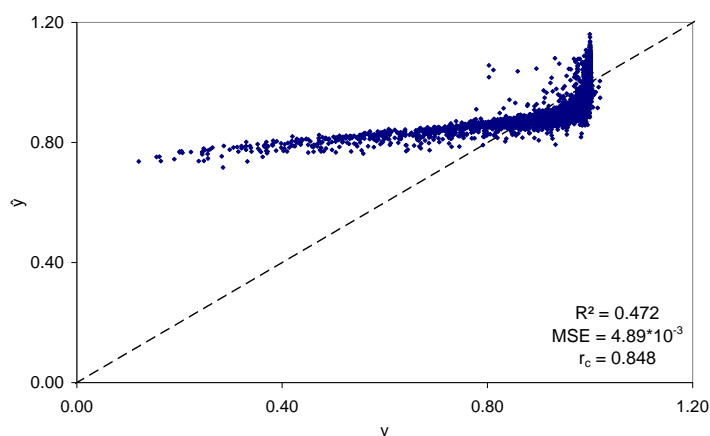


FIGURE C.4.: Meilleur ajustement du modèle multiplicatif (équ. C.5).

Il est évident, même à un premier regard des graphiques, que le modèle multiplicatif décrit très mal le phénomène. Les valeurs de MSE , montrent que ce modèle a une erreur moyenne plus grande que les autres d'un ordre de grandeur (10^{-3} contre 10^{-4}). Même la valeur de R^2 est très inférieure à 1. C'est pourquoi, par la suite, on va abandonner ce modèle.

Le modèle additif, au contraire, est assez performant ($MSE = 4.70 \times 10^{-4}$, $R^2 = 0.951$). Pour comprendre le poids de chacun des facteurs adimensionnels utilisés, on peut effectuer une analyse de la variabilité des termes $a_i X_i^{b_i}$. Elle est synthétisée

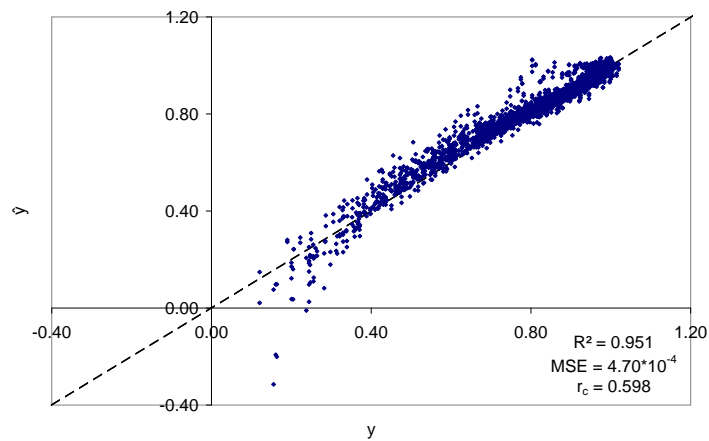


FIGURE C.5.: Meilleur ajustement du modèle additif (éq. C.6).

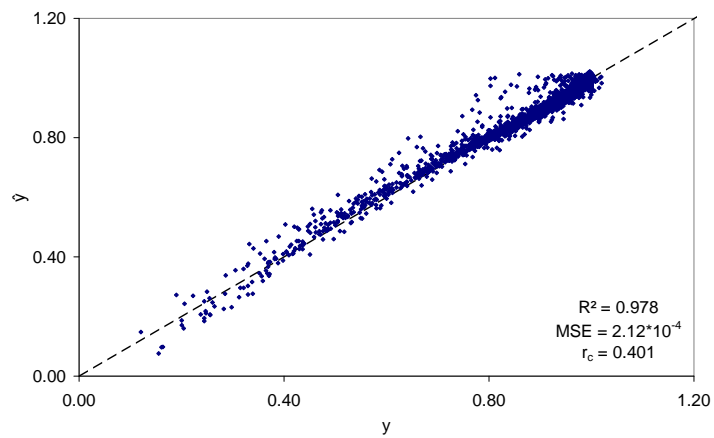


FIGURE C.6.: Meilleur ajustement du modèle de Ackers (éq. C.7).

dans le tableau C.3. On remarque que le terme qui affecte le plus l'estimation de l'atténuation est celui faisant intervenir $X_4 = \frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f}$, ce qui suggère la formulation d'un modèle simplifié de la forme :

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = a_0 + a_4 X_4^{b_4} \quad (C.14)$$

Le calage d'un tel modèle additif simplifié donne le résultat présenté en figure C.7. L'erreur est un peu plus grande que pour le modèle additif complet, mais du même ordre de grandeur ; R^2 reste supérieur à 0.9.

En général, les deux modèles additifs (complet et simplifié) montrent le même comportement, avec une forte dispersion lorsque l'atténuation est importante ($y < 0.4$). A la limite, cette dispersion amène à des valeurs de \hat{y} négatives, qui n'ont pas de sens physique. En outre, les deux modèles affichent un certain biais systématique (témoigné aussi par une valeur de r_c assez élevée), plus prononcé et visible dans le modèle simplifié, en surestimant l'atténuation dans les cas intermédiaires ($0.4 < y < 0.8$). Cependant, même si les performances des modèles additifs ne sont pas aussi bonnes que celles du modèle de Ackers, qu'on verra par la suite, ces modèles affichent des bonnes valeurs du coefficient de détermination R^2 , et peuvent être considérés satisfaisants. En particulier, le modèle additif simplifié a l'avantage, pour les applications, de ne faire dépendre l'atténuation que d'un seul facteur.

	$a_1 X_1^{b_1}$	$a_2 X_2^{b_2}$	$a_3 X_3^{b_3}$	$a_4 X_4^{b_4}$
quantile 0.05	2.02	0.07	0.15	-0.30
quantile 0.95	2.09	0.08	0.22	-0.02
$ (q_{0.95} - q_{0.05})/a_0 $	6%	1%	6%	23%

Tableau C.3.: Variabilité des termes dans le modèle additif ($N = 10000$, $a_0 = -1.24$).

Le modèle de Ackers est légèrement plus performant que le précédent ($MSE = 2.12 \times 10^{-4}$, $R^2 = 0.977$). En plus, (i) il ne donne pas d'estimations négatives et (ii) le biais systématique pour les atténuations intermédiaires est moins prononcé ($r_c = 0.401$).

Il est possible de construire, comme pour le modèle additif, un modèle de Ackers simplifié :

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = (a_0 + a_4 X_4)^{b+a_2 X_2} \quad (C.15)$$

Ceci, une fois ajusté, donne les résultats de figure C.8. Dans ce cas aussi, la détérioration des performances avec la simplification est faible ($MSE = 3.30 \times 10^{-4}$, $r^2 = 0.965$), mais on observe à nouveau une augmentation du biais systématique pour les atténuations intermédiaires ($r_c = 0.637$).

Pour résumer, les équations des quatre modèles discutés dans cette section (additif

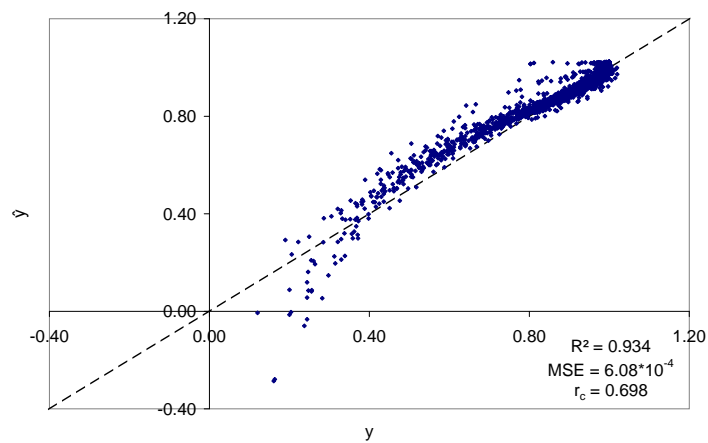


FIGURE C.7.: Meilleur ajustement du modèle additif simplifié (éq. C.14).

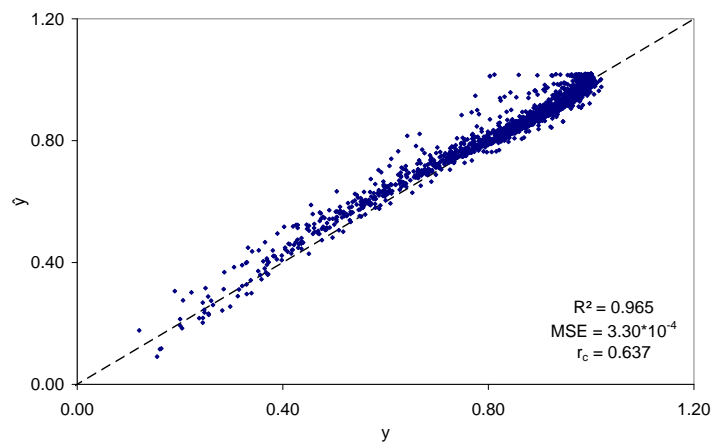


FIGURE C.8.: Meilleur ajustement du modèle de Ackers simplifié (éq. C.15).

et Ackers, complets et simplifiés) sont données, en ordre de MSE croissant, dans le tableau C.4. Ces équations ont toutes des performance assez similaires (au moins en termes de MSE et R^2), ce qui suggère de vérifier leur comportement en validation avant de faire un choix entre l'une ou l'autre.

C.2.2. Validation

Dans la phase de validation, nous avons réalisé $N = 2000$ simulations par type d'hydrogramme (triangulaire, rectangulaire, et suivant le modèle de Nash à 5 réservoirs, figure C.3). Les valeurs du MSE calculées pour chacun des trois cas sont présentées dans le tableau C.5, tant pour les formules telles qu'elles sont présentées dans le tableau C.4, que en considérant les corrections de forme (tab. C.2). A titre d'exemple, en figure C.9 sont montrées les estimations du modèle de Ackers complet pour les trois séries d'hydrogrammes.

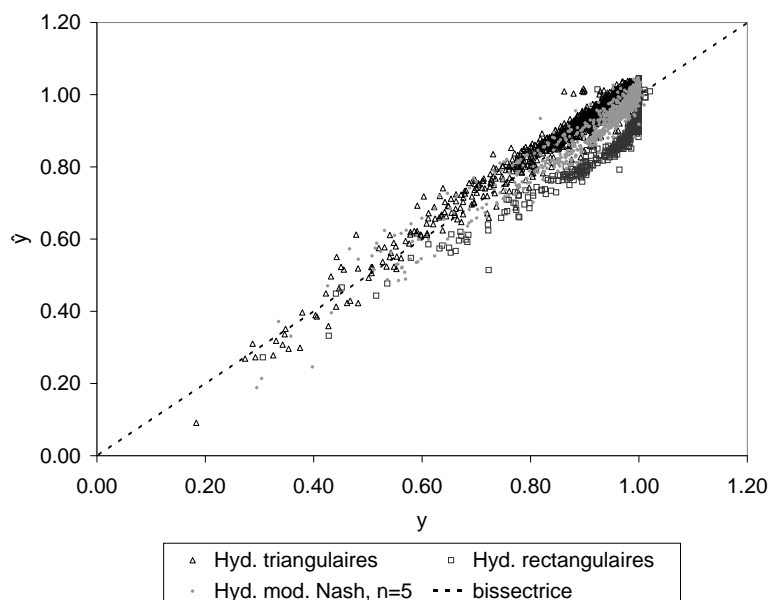


FIGURE C.9.: Validation du modèle de Ackers (équ. C.7).

Modèle	MSE (·10 ⁻⁴)	R ²	r _c	$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} =$
Ack. comp.	2.12	0.978	0.401	$\left(0.996 + 9.88 \times 10^{-4} \frac{V_c}{\Delta V \cdot F_f} - 1.21 \times 10^{-2} \frac{Q_{in}}{Q_f} + 5.54 \times 10^{-2} \frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f}\right)^{-5+1.60 \frac{Q_0}{Q_f}}$
Ack. simp.	3.30	0.965	0.637	$\left(0.996 + 4.89 \times 10^{-2} \frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f}\right)^{-5+1.20 \frac{Q_0}{Q_f}}$
Add. comp.	4.70	0.951	0.598	$-1.24 + 2.06 \frac{V_c}{\Delta V \cdot F_f} + 7.71 \times 10^{-2} \frac{Q_0}{Q_f} + 0.232 \frac{Q_{in}^{0.137}}{Q_f} - 0.280 \frac{V_c \cdot Q_{in}^{0.647}}{\Delta V \cdot Q_f}$
Add. simp.	6.08	0.934	0.698	$1.02 - 0.190 \frac{V_c \cdot Q_{in}^{0.786}}{\Delta V \cdot Q_f}$

Tableau C.4.: Résultats du calage : synthèse des modèles d'atténuation.

Modèle	Hyd. triangulaire		Hyd. rectangulaire		Hyd. modèle de Nash		Moyenne pondéré	
	Base	Corrigé	Base	Corrigé	Base	Corrigé	Base	Corrigé
Ack. comp.	9.27×10^{-4}	2.06×10^{-3}	2.06×10^{-3}	5.15×10^{-3}	5.15×10^{-4}	1.00×10^{-3}	1.14×10^{-3}	3.30×10^{-3}
Ack. simp.	5.27×10^{-4}	1.42×10^{-3}	2.56×10^{-3}	8.26×10^{-3}	5.16×10^{-4}	6.70×10^{-4}	1.16×10^{-3}	3.29×10^{-3}
Add. comp.	1.37×10^{-3}	3.18×10^{-3}	1.43×10^{-3}	6.16×10^{-3}	4.49×10^{-4}	1.54×10^{-3}	1.06×10^{-3}	3.53×10^{-3}
Add. simp.	1.22×10^{-3}	3.18×10^{-3}	1.73×10^{-3}	5.21×10^{-3}	5.21×10^{-4}	1.18×10^{-3}	1.13×10^{-3}	2.98×10^{-3}

Tableau C.5.: Résultats de la validation.

A partir du tableau C.5 et de la figure C.9, on peut effectuer les remarques suivantes :

- en passant du calage à la validation, on observe une dégradation généralisée des performances des modèles, ce qui était prévisible. Cette dégradation est particulièrement accentuée pour les hydrogrammes rectangulaires (presque un facteur 10 en termes de MSE). A partir du graphique on observe que, pour ces hydrogrammes, l'atténuation estimée par l'équation est plus faible que celle observée. Une explication possible de cet effet est que les fortes discontinuités de ces hydrogrammes donnent lieu à une atténuation plus forte que dans le cas de variations plus « lentes » ;
- au contraire, les meilleures performances sont obtenues pour les hydrogrammes du modèle de Nash, les plus ressemblant, *a priori*, à des hydrogrammes réels ;
- l'introduction d'une correction sur la base de la forme de l'hydrogramme n'apporte pas de bénéfices en terme de qualité des résultats. On pourra donc négliger cette correction par la suite ;
- les performances des quatre modèles sont globalement bonnes : ils estiment l'atténuation avec une précision considérable, et cela sans devoir recourir à une intégration des équations de Barré de Saint-Venant sur chaque cas spécifique ;
- enfin, Les performances des quatre modèles sont très similaires. On pourra donc choisir d'utiliser l'une ou l'autre des équations suivant l'application. Dans la suite de ce chapitre, où on étudiera l'atténuation en relation avec le CS, on utilisera le modèle additif simplifié, qui ne fait intervenir que le terme $\frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f}$.

C.2.3. Modèle utilisé pour la discussion

Dans la section 10.2 est présentée une discussion des effets de l'atténuation sur le CS. Pour cette discussion, nous utilisons le modèle additif simplifié, mais en faisant réapparaître la durée de l'hydrogramme d et le temps de parcours t_p . A partir de l'équation C.4 et des considérations de la section C.2.2, le terme $\frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f}$ peut être réécrit :

$$\frac{V_c \cdot Q_{in}}{\Delta V \cdot Q_f} = \frac{1}{\alpha} \frac{t_p}{d}$$

On le rappelle, t_p est le temps de parcours d'un l'hydrogramme dans une conduite, qui ne dépend que des caractéristiques de cette dernière (Q_f et V_c), tandis que d est la durée de l'hydrogramme ($\frac{\Delta V}{\alpha Q_{in}}$). Le modèle peut donc s'écrire :

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} = 1.02 - 0.190 t_p \cdot \frac{Q_{in}}{\Delta V}^{0.786} \quad (C.16)$$

ou, si on considère que $\alpha \approx 1$

$$\frac{Q_{out}}{Q_{in}} \approx 1.02 - 0.190 \frac{t_p}{d}^{0.786} \quad (C.17)$$

Annexe D.

Articles

Dans cette annexe, nous reportons les articles publiés dans des revues à comité de lecture dans le cadre de cette thèse.

- Petrucci, G., Deroubaix, J.-F., de Gouvello, B., Deutsch, J.-C., Bompard, P., Tassin, B., 2012. Rainwater harvesting to control stormwater runoff in suburban areas. An experimental case-study. *Urban Water Journal* 9 (1), pp. 45-55. Cet article est cité dans la thèse comme (Petrucci et al., 2012a).
- Petrucci, G., Rioust E., Deroubaix, J.-F., Tassin, B., 2012. Do stormwater source control policies deliver the right hydrologic outcomes?. *Journal of Hydrology*. Special issue on periurban catchments. Available online 18 june 2012. Cet article est cité dans la thèse comme Petrucci et al. (2012b).

CASE STUDY

Rainwater harvesting to control stormwater runoff in suburban areas. An experimental case-study

Guido Petrucci^{a*}, José-Frédéric Deroubaix^a, Bernard de Gouvello^{a,c}, Jean-Claude Deutsch^a, Philippe Bompard^b and Bruno Tassin^a

^aLaboratoire Environnement Eau Systèmes Urbains (Leesu), Université Paris Est, AgroParisTech, France; ^bConseil général du Val-de-Marne, Direction des Services de l'Environnement et de l'Assainissement (DSEA), Bonneuil-sur-Marne Cedex, France; ^cCSTB (Centre Scientifique et Technique des Bâtiments), Paris, France

(Received 7 January 2011; final version received 7 October 2011)

On a 23 ha urban watershed, 10 km East of Paris, rainwater tanks have been installed on 1/3 of the private parcels to prevent stormwater sewer overflows. This paper investigates the macroscopic effect of rainwater harvesting on runoff, and thus the potential of this technique for stormwater source control. The analysis is performed using the SWMM 5 model, calibrated on rainfall-runoff measures from two measurement campaigns, before and after the equipment. The availability of two data-sets allows the authors to point out changes in the catchment's behaviour. The main findings are that: (1) catchment's evolution, mainly caused by individual land-cover modifications, produces non-stationarity of the hydrologic behaviour; (2) the rainwater tanks installed, although they affect the catchment hydrology for usual rain events, are too small and too few to prevent sewer overflows in the case of heavy rain events.

Keywords: rainwater harvesting; source control; BMP; runoff; rainfall-runoff analysis; sewer overflows

1. Introduction

Today, problems of urban runoff excess are addressed not only through traditional systems but also through stormwater 'source control' (SC). Traditional systems, like sewer networks and downstream detention basins, concentrate stormwater from the catchment before managing it. SC, on the opposite, tries to manage small quantities of rainwater, as close as possible to its falling point, through small devices to store and/or to infiltrate it. These devices, widely known as Best Management Practices (BMP), are distributed over the catchment (Chocat 1997).

A *posteriori* design of SC (i.e., on a previously urbanised area) is rather difficult as, on the one hand, the available public areas are seldom and, on the other hand, installing SC on previously occupied private lots needs the final acceptance of the present owners (Marsalek and Chocat 2002). Moreover, SC design requires not only a good knowledge of the hydrologic behaviour of the catchment, but also the capacity to forecast the urban planning of the area. Appropriate hydrologic models may be used to combine these different aspects and test the impact on runoff of different SC alternatives. Nowadays, this is successfully applied for BMPs' design or project, at the

building or housing estate scale, but we still miss reliable tools and procedures for large-scale planning (Niemczynowicz 1999, Bethany 2006, Chang *et al.* 2009).

Rainwater Harvesting (RH) is an ancient but reviving practice. The possibility i) to reduce potable water consumption, ii) to reduce the water uptake outside of the catchments, iii) to participate in the restoration of the local water balance makes it sustainable. RH is not only diffusing in arid and semi-arid climates, but also where water shortages are extremely rare, like in northern France (de Gouvello 2005), where it is often considered as a symbol of environmental involvement. From a SC point of view, rainwater tanks work as BMPs: during storm events, they fill up and store part of the rainfall. This water is definitely abstracted from the runoff component of the water cycle and used for local external or internal consumption.

However, two relevant characteristics distinguish rainwater tanks from usual BMPs: the direct advantage to the owner and the uncontrolled available capacity. The fact that the landowner takes advantage from the rainwater tanks makes this practice suitable in all the situations where it is not possible to oblige

*Corresponding author. Email: guido.petrucci@leesu.enpc.fr

him to install a classical BMP on his property. This is in general the case for areas which are already completely urbanised and which experience stormwater management problems. Installing or subsidising rainwater tanks can frequently represent one of the few SC options available.

The second characteristic is that water abstraction from the tanks is not controllable, as it is demand-driven. Then, the available rainfall storage capacity for a given rain event is even more uncertain for rainwater tanks than for usual BMPs. Moreover, the only collection surfaces are roofs, which represent a quite small fraction of land occupation in detached housing areas, where RH is better suited. This disadvantage causes a limited efficiency of rainwater tanks in reducing runoff.

Recently, experimental balances of RH have been studied at the building scale (de Gouvello *et al.* 2005, Kyoungjun and Chulsang 2009); theoretical and modelling approaches have been used to quantify the effects on runoff (Guillon *et al.* 2008, Vaes et Berlamont 2001); at the catchment scale, assessments have been done extrapolating small scale data (Coombes *et al.* 2002). To our knowledge, there is no analysis of macroscopic real-scale experimental results on the runoff effect of stormwater tanks.

This paper presents a hydrological analysis based on a case study, where a significant number of rainwater tanks have been installed on the private parcels of a district, to prevent stormwater sewer overflows. Two rainfall-runoff measurement campaigns have been conducted before and after the tanks' installation, enabling the assessment of the effect of the tanks on runoff. The purpose of the analysis is to verify if RH is able to significantly reduce sewer overflows in the district. Moreover, the analysis points out that the catchment undergoes slow but sensible changes in its land cover and occupation, with hydrological consequences, even if no major change in the urban structure took place in the period considered.

2. Material and methods

2.1. Methodology

In this research, all the available data about the case-study catchment and its hydrological response are integrated in a rainfall-runoff model. To point out the evolution of the catchment's hydrological behaviour, an approach is to calibrate the model separately before and after the tanks' installation, using the two available data-sets from the measurement campaigns. In this way, evolutions in the catchment behaviour can be traced by differences in the model parameters and can be analyzed through model's simulations.

However, as the model relies on a large set of parameters, two completely independent calibrations will result in a large set of hardly interpretable differences. In order to generate through calibration two comparable sets of parameters, it is possible to define a limited number of parameters that can represent the catchment's evolution. The selection of these parameters is made on the basis of the available data's analysis (Section 3), to depict expected or observed evolutions of the catchment.

The first step of this approach is to calibrate the whole model on one of the two data-sets. Then, a second calibration is done on the second data-set, but only for the few parameters selected. The results of this procedure are two calibrated models, one for each data-set, differing only for a limited set of physically interpretable parameters (Section 4.1). Comparisons between the two models can be done both on parameters' value (Section 4.2) and through simulations. To assess the impact of RH tanks on sewer overflows, simulations are focused on rain events likely to produce failures of the sewer system. Both real rainfall records (Section 4.3) and synthetic hyetographs of given return periods (Section 4.4) are used for the analysis.

2.2. Description of the district and of the experimentation

The 'Village Parisien' is a district occupied mainly by detached housing, in the city of Champsigny-sur-Marne, 10 km east of Paris (France). The current urban development dates back to the 1970s, and corresponds to the demolition of an adjacent slum (1971). The parcels have an average size of about 400 m²; they host private houses, parking areas and/or garages. The remaining parcels' surface is generally used for ornamental gardens. Most of the population is newly urban, and has a developed water awareness.

The catchment area corresponding to the district is 22.9 ha (Figure 1), with a maximum length of 750 m and an average slope of 2%.

The sewer system is separate. The main collector (diameter $D = 0.8$ m, average slope = 1%) borders the eastern side of the catchment, under the avenue Thorez. This avenue, and then the collector, does not follow the topographic thalweg of the catchment, which lies 50–100 m to the east. The streets perpendicular to the avenue Thorez are equipped with smaller collectors ($0.3 \text{ m} < D < 0.6 \text{ m}$) which feed the main one. The final segments of these secondary collectors, link the lowest points of the catchment to the main collector, and have very small slopes ($\approx 1\%$). For this reason, in case of intense rain events, water overflows over the road surface in these lowest points.

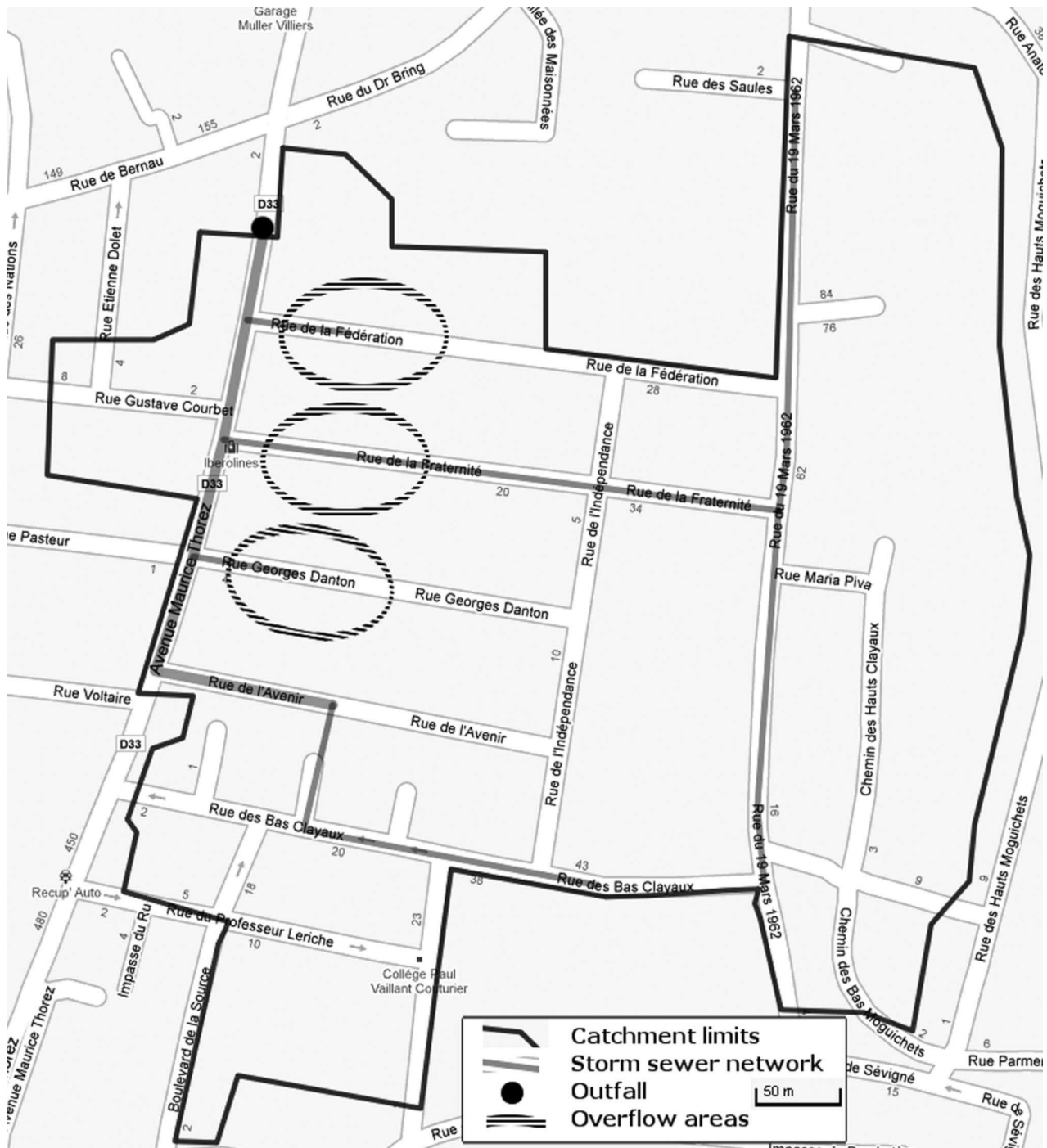


Figure 1. Plan of the ‘Village Parisien’, with catchment limits and stormwater sewer.

Inhabitants reported overflows (up to 0.4 m over the road level) for intense storms in 2001 and 2007. The storm of the 25th of May 2007 was classified as an event with a return period between 5–10 years.

The environment and sewer service of the county
(*Direction des Services de l'Environnement et de*

l'Assainissement du Val-de-Marne, DSEA) decided, also because of the limited flooding consequences, to experiment SC instead of classical pipe-based techniques (enlarging or doubling the sewer, etc.). Thus, DSEA installed for free RH tanks (Figure 2) to a group of volunteers in the district. The tanks are

external, with a size of 0.6 m^3 or 0.8 m^3 . Each volunteer could choose size and number of the tanks (1 or 2). The main expected use for the harvested water is gardening.

At the end of the installation (spring 2008), 157 parcels out of approximately 450 were equipped, for a total volume of 173 m^3 .

To perform the current study, the DSEA provided two runoff time series in the sewer at a 5-minute time step, both measured during the summer period:

- (1) from the 29th of July to the 30th of October 2005, before tanks' installation;
- (2) from the 25th of June to the 23rd of October 2008, after the installation.

Rainfall series are available from a rain gauge 200 m South-East of the catchment, in place since the 29th of July 2005. Other data available are sewer and parcels cartography, a list of the equipped parcels, and

two orthophotographs of the catchment, one taken in 1998, and the other in 2007.

2.3. Model and calibration

The model used to integrate the available data and perform the analysis is SWMM 5 (Rossmann 2004). It is a widely diffused urban hydrology model, flexible and well suited to represent BMPs (Elliott and Trowsdale 2007).

In SWMM 5, both rainfall-runoff transformation on subcatchments and flow in the sewer network are modelled.

Each subcatchment is considered as a non-linear reservoir, with an outflow equation given by the kinematic wave approach (Singh 1988). The corresponding equations, whose terms are listed in Table 1, are:

$$dV/dt = A(p - \%_{\text{imp}}i - e) - Q(V) \quad (1)$$

$$Q(V) = kWn^{-1}(d - d_p)^{5/3}s^{-1/2} \quad (2)$$

Some of the parameters can be defined differently for the pervious and impervious parts of a unique subcatchment, in particular the surface characteristics d_p and n .

It is worth to remark the role of initial losses: they constitute, for a given subcatchment, the amount of rainfall that can be stored on it before the beginning of the outflow. This parameter will be used to describe the tanks' effect on the roofs equipped with them (see Section 3.3).

The SWMM 5 model performs routing in channels and pipes by numerical solution of De Saint-Venant 1D equations, under dynamic wave assumption. Manning friction formula is used (Graf and Altinakar 2000). In this equation, the Manning's n for conduits plays a role of 'velocity factor', like the analogous parameter in Equation (2). Even if this parameter affects the hydrograph shape, considering the size of the catchment and the corresponding length scale, it



Figure 2. A rainwater harvesting tank installed by the DSEA.

Table 1. Terms of the subcatchment model.

Term	S.I. Unit	Description	Term	S.I. Unit	Description
V	m^3	Volume stored over the subcatchment	Q	m^3	Outflow
A	m^2	Subcatchment area	W	m	Average width of the subcatchment
p	m	Rainfall	d	m	Water level (V/A)
$\%_{\text{imp}}$	%	Impervious area ratio	d_p	m	Initial losses
i	m	Infiltration, estimated by Green-Ampt model	n	/	Manning's n , depending on surface characteristics
e	m	Evapotranspiration, assumed as a monthly constant	s	/	Average slope of the subcatchment

will mainly contribute in slowing down or accelerating the runoff. This is equivalent to a time translation of the hydrograph at the outfall.

The model calibration is performed through a genetic algorithm. This type of algorithm has been used on hydrologic models during the last 20 years (e.g., Franchini *et al.* 1998). For each calibration, the first two-thirds of the rain events of a data-set are used for the calibration itself, while the remaining one-third for validation. The data-set parts are always used as continuous time-series, and not as discontinuous collections of rain events. This approach allows the model to simulate the initial conditions for each rain event.

The objective function used in the optimisation is the Nash-Sutcliffe criterion (Nash and Sutcliffe 1970):

$$N = 1 - \frac{\sum_t (Q_{o,t} - Q_{s,t})^2}{\sum_t (Q_{o,t} - Q_{o,mean})^2} \quad (3)$$

Where $Q_{o,t}$ and $Q_{s,t}$ are respectively the observed and simulated values at time t , and $Q_{o,mean}$ is the observations' mean value. This indicator, ranging from $-\infty$ to 1, is higher for a more accurate model. A value of 1 denotes a model perfectly matching the observed data, while a value of 0 denotes a model as accurate as the observations' mean value. This criterion is well suited for applications, like the current one, where the focus is on instant flow values and not on integrated values (e.g., daily runoff volume).

A complementary robustness test was performed, based on calibrations on synthetic time series obtained by randomly mixing the rain events available. The results of this process are poorer (i.e., lower Nash criteria) than using the actual time series, because the consequentiality of the rain events is lost. In fact, the model estimates the initial conditions for a rain event simulating the preceding dry period. For the actual time series, simulated dry periods correspond to the actual ones, providing a coherent estimation of initial conditions. Conversely, for the synthetic time series with randomly mixed events, dry periods do not correspond with actual ones and provide, thus, poorer estimations. However, the parameters obtained by these calibrations sensibly confirm the robustness of those obtained with the actual time series. In fact, in 70% of the test calibrations, resulting parameters'

values are in a $\pm 10\%$ interval around the ones obtained by calibration over the actual time series.

3. Data analysis

3.1. Catchment land-use and evolution

The catchment area has been analyzed through orthophotographs, maps analysis and direct observations. It has been divided in 5 land-use categories: roads, equipped roofs (i.e., with tanks), non-equipped roofs, green areas and 'others' (see data in Table 2).

A visual inspection of the two available orthophotographs (1998–2007) shows an evolution of land cover. Even if nearly no new houses have been built, there is a slight increase in impervious areas (private driveways, garages, terraces; see for instance Figure 3). This imperviousness increase is quite surprising for an already urbanised area and is taken into account in the hypotheses setting (Section 3.3).

It is noticeable, in table 2, that the 'others' surface category covers 21% of the total catchment area. These unclassified surfaces represent a heterogeneous set of land-uses. These areas are considered as partially paved (driveways, etc., parameterised like roads) and partially pervious (bare soil, etc., parameterised like green areas); partition, through the $\%_{imp}$ parameter, is object of calibration.

3.2. Rainfall-runoff analysis

Both measurement campaigns took place in summer. All the results presented here are therefore valid only for this season. This fact, however, does not reduce the interest of the study, as the rain events producing sewer overflows are concentrated in summer. In fact storms in that region are typically shorter and more intense in summer than in other seasons (Roux 1996). The small size of the catchment makes this kind of rain event more critical.

The hydrological conditions of the two campaigns are similar: the cumulative rainfall in the three months preceding the measurements were of 135 mm and 131 mm in 2005 and 2008 respectively.

The global runoff coefficient, estimated as the ratio of total runoff volumes and total rain volumes for 22.91 ha, is higher in 2008 than in 2005: 0.16 instead of 0.13.

Table 2. Catchment's surface analysis.

	Green areas	Roads	Others	Equipped roofs	Non-equipped roofs	Total
Area (m ²)	119,896	22,852	47,701	13,601	25,050	229,100
%	52	10	21	6	11	100

An event-based analysis was conducted. Two rain events were considered separated if a period of 4 hours with less than 2 mm of precipitation occurred between them. Twenty one events were identified in 2005, 17 in

2008. This analysis shows that no heavy rainfall events occurred in 2005. The strongest rain in the 2005 recording period is the one of the 11th of September 2005, with a maximal average intensity on 30' ($I_{30'}$) of 15.6 mm/h and $I_{15'} = 31.2$ mm/h. In comparison, the rain event of the 7th of August 2008 had $I_{30'} = 38$ mm/h and $I_{15'} = 64.8$ mm/h.

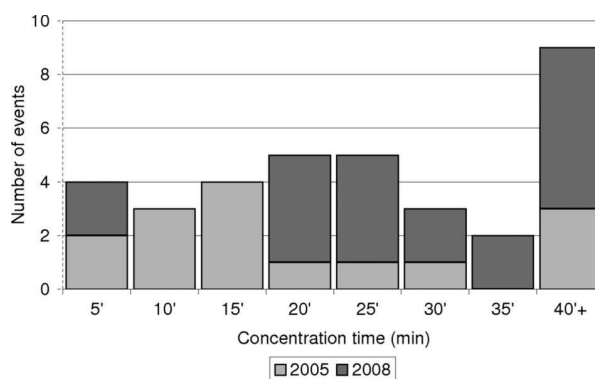
This absence of strong events in 2005 suggests a need to perform the complete calibration (Section 2.1) on the 2008 data-set, in order to obtain a parameter set based on a larger spectrum of events variability.

Figure 4 represents the distribution of the catchment's concentration time for the two data-sets. Even if the number of recorded events is too small to perform a significant statistical test, it seems that the concentration time increased between 2005 and 2008. This phenomenon can be interpreted in several ways. For example, it could be an effect of inlets and pipes obstructions, of the lengthening of flow paths in the catchment, or eventually of a bad synchronisation between the rain gauge and the flow meter clocks. This effect is taken into account in the hypotheses setting (Section 3.3).

3.3. Hypotheses setting

To analyse the evolution of the catchment in the 2005–2008 period, three hypotheses are made about the catchment change. They are based on changes both expected (tanks' installation) and observed in the available data (imperviousness increase and flow slowdown).

- (1) Tanks' installation: the effect of this change is that, during rain events, the rainfall on equipped roofs does not produce runoff until the tanks are filled. The choice made is to transpose this effect in the model by a variation of the initial losses for equipped roofs areas.



(a)



(b)

Figure 3. Aerial views of a catchment detail in (a) 1998 and (b) 2007.

Figure 4. Concentration time distribution for 2005 and 2008.

This choice is close to reality at the event-scale, because initial losses provide storage of rainfall until fulfilment. At a longer time-scale, however, this formulation can be less realistic: the abstraction from the tanks is, in fact, strongly simplified and described as a daily evaporation rate. This description of tanks will behave well only if the emptying time is generally shorter than the interval between two rain events. In 'Village Parisien', considering a specific average capacity of the tanks of 12.7 mm (see Section 4.2), a gardening surface double than the roof area, and a gardening demand of 2 mm/day, it is possible to estimate the actual emptying time in:

$$T_{\text{actual}} = 1/2 \cdot 12.7 \text{ mm} / (2 \text{ mm/day}) \\ = 3.18 \text{ days}$$

The model simulates the abstraction as a monthly-based daily evaporation rate ranging between 1.9 mm (October) and 3.2 mm (July). The average over the simulation period is 2.63 mm/day. The model emptying time is:

$$T_{\text{model}} = 12.7 \text{ mm} / (2.63 \text{ mm/day}) = 5.04 \text{ days}$$

These two emptying times must be compared with the average dry period between two rain events. For the available time-series, $T_{\text{dry}} = 6.16$ days. On first approximation, thus, at the beginning of a rain event both real and modelled tanks will be empty. The simple description chosen appears to be acceptable in the specific conditions.

The advantage of this description is that it does not require formulating any assumption on water demand, as the tanks are globally described by a single parameter, which could be calibrated.

- (2) Imperviousness increase: the effect of this change is an increase in runoff volume, especially for small to medium rain events (i.e.: when pervious areas do not contribute significantly to runoff). This change, described in paragraph 3.1, does not concern roofs or roads but only driveways, terraces, etc. Thus, it

is transposed in the model as a variation of the impervious area ratio for 'other' areas.

- (3) Flow slowdown: the effect of this change is a delay in the hydrograph. As explained in Section 3.2, this phenomenon is noticeable in the data and could be physically interpreted in different ways. The available information about the catchment is not sufficient to provide a reliable explanation of it. Then, the process is just translated in the model through a parameter having a similar effect: the Manning's n for the pipes (see Section 2.3).

4. Results and discussion

4.1. Calibration

Table 3 shows the results obtained by the calibration process.

For 2008, the calibration was performed for the whole set of model's parameters. The Nash criteria values obtained, both in calibration and validation, are high (>0.8) and confirm, thus, the capability of the model to represent correctly the catchment's observed behaviour.

The calibration on the 2005 data-set was performed on the three parameters (initial losses for equipped roofs, imperviousness ratio for 'other' areas, Manning's n for pipes) described in Section 3.3. Also in this second case, Nash criteria values are high. The calibration value, however, is lower (0.59) than the other values obtained. This is linked to the first events recorded: the robustness test with random series showed that including these first events always produce lower Nash values. However, it showed also that the parameter estimated considering or not these events do not vary significantly. Thus, these 'bad' events were kept anyway in the data-set: as the number of recorded rain events is small, it is more appropriate to use the highest number of events available. A likely explanation of this poorer quality is that the rain gauge was just installed.

4.2. Analysis of catchment evolutions' effect

Observing the parameters' variation obtained by the calibration (Table 3), an interesting result is the

Table 3. Nash criteria and parameters' values from the calibration.

	Nash (calibration) (—)	Nash (validation) (—)	Init. losses (equip. roofs) (mm)	Imp. area ratio ('others') (%)	Pipes' n (—)
2005	0.59	0.81	2.76	2.6	0.02
2008	0.84	0.83	14.06	13.4	0.03
Variation	—	—	+11.3	+10.8	+0.01

variation on initial losses for equipped roofs. Considering the total storage volume available (173 m^3) and the total equipped roofs' area ($13,601 \text{ m}^2$), it is possible to estimate the maximum variation in initial losses (i.e., if the tanks were always empty at the beginning of a rain event):

$$d_{p,\max} = V_{\text{tot}}/A_{\text{tot}} = 173 \text{ m}^3/13,601 \text{ m}^2 = 12.7 \text{ mm}$$

The value obtained by the calibration (11.3 mm) shows that the observed effect of the tanks is about 90% of the maximum expectable effect. A reasonable conclusion is that in summer, when ornamental gardening demand is high and rain events infrequent, it is reasonable to assume that the tanks are empty at the beginning of the rain events.

To appreciate the relative effect of each of the three parameter's variations, the system is simulated for a given rain event (21 October 2005, total rainfall of 8.8 mm, $I_{30'} = 13.2 \text{ mm/h}$), with 2005 and 2008 values, and also with each parameter varying alone (Figure 5).

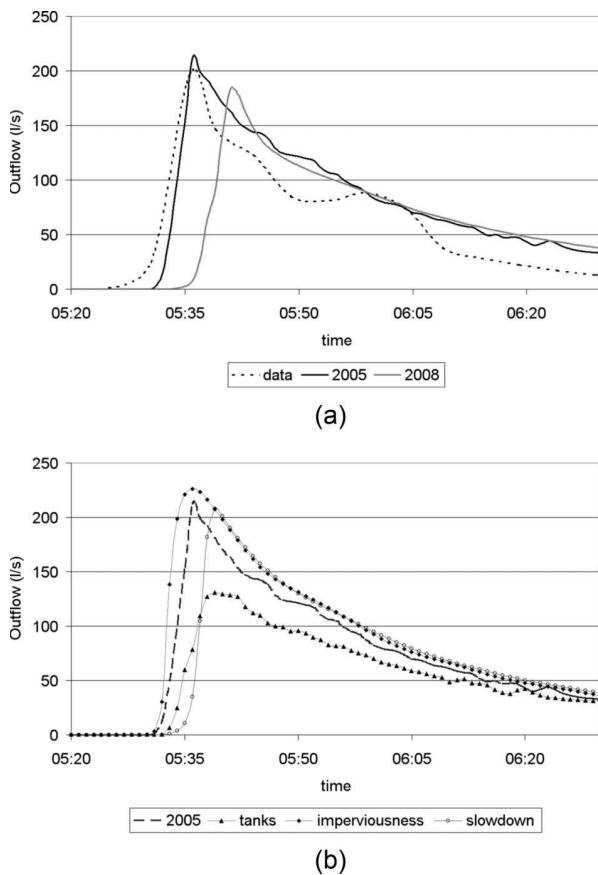


Figure 5. (a) Simulations of the model calibrated for 2005 and 2008 and (b) of the model calibrated for 2005 varying each parameter. Rain event of 21 October 2005.

The overall behaviour change (peak attenuation and delay) between 2005 and 2008 is noticeable in graph a. The graph b shows the strong attenuation effect of the rainwater tanks, and the opposite effect of the imperviousness increase.

4.3. Sensitivity analysis to tanks installation

To evaluate the efficacy of the tanks in reducing sewer overflows, the simulations of two rain events, one small (21 October 2005, 8.8 mm, $I_{30'} = 13.2 \text{ mm/h}$) and one large (25 May 2007, 31.6 mm, $I_{30'} = 44.9 \text{ mm/h}$) are compared. During the latter, that has a return period between 5 and 10 years, overflows have been reported. Four different scenarios are considered:

- (1) All the tanks are full. This scenario is equivalent to the absence of tanks.
- (2) All the tanks are empty. This scenario is the most favourable under the present equipment: the initial losses increase on equipped roofs is set to 12.7 mm.

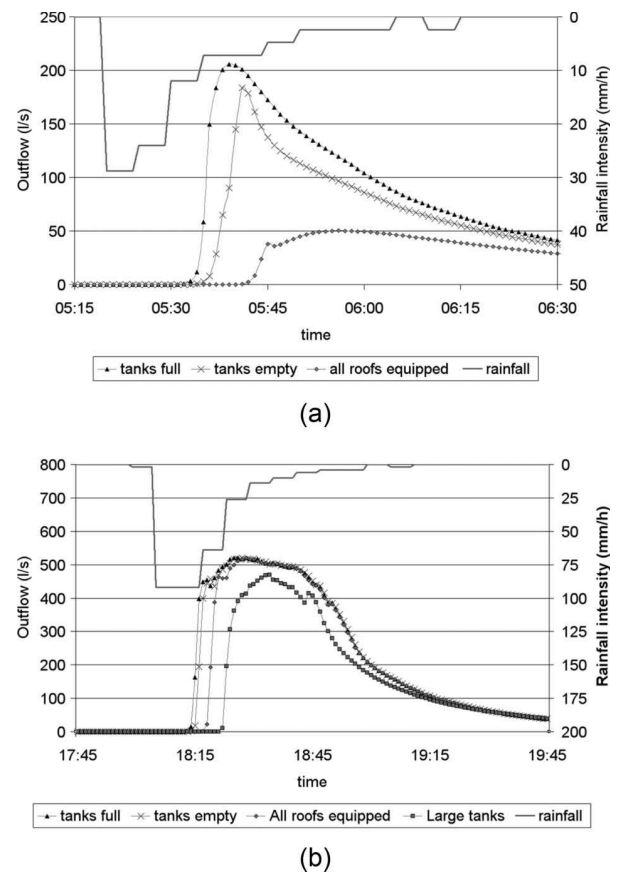


Figure 6. Scenarios' simulations for the rain events (a) of 21 October 2005 and (b) of 25 May 2007.

- (3) All the roofs are equipped with empty tanks (*volume limited scenario*). This scenario is intended to show the maximal effect of this size of tanks on the considered catchment. An initial losses increase of 12.7 mm is applied to all the roofs of the catchment.
- (4) All the roofs are equipped with 'large' tanks, i.e. all the roofs are disconnected from the sewer (*harvesting surface limited scenario*). This scenario is intended to test the potential effect of larger tanks on runoff. It tests, more generally, if it is possible to avoid sewer overflows through actions on the roofs-generated runoff alone. It is then simulated only for the largest rain.

Simulations are shown in Figure 6. For the small rain event (a), a consistent reduction in runoff is obtained with the current equipment when the tanks are empty. It is possible to obtain further consistent reduction of runoff through the equipment of other roofs.

For the strong rain event (b), the situation changes: the rainfall exceeds the tanks storage capacity (scenarios 1 to 3) and even the infiltration capacity of the soil (i.e., pervious areas contribute to runoff). In that case the tanks' effect on runoff is negligible: passing from the first to the third scenario, the peak flow is just

shortened of a few minutes, and then the trajectories are superposed. The peak flow is not reduced.

However, in the fourth scenario the hydrograph peak is reduced of about 10%. This is enough to make it lower than $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, which can be considered as an overflow threshold. Even if this scenario is extreme and, probably, unfeasible, this simulation shows that it is theoretically possible to avoid sewer overflows (for the considered rain event) acting just on roofs-generated runoff.

4.4. Sensitivity analysis to return period

The analysis showed that, for the rain-event considered, the actual equipment is rapidly ineffective. The cause is that, with increases in the rainfall, the effect of rainwater tanks is progressively reduced. It is interesting to verify if, in the 'Village Parisien' case, the effect of the actual equipment is sufficient to avoid sewer overflows for at least some rain-events.

Then, it is possible to consider a set of increasing return periods (from 2 to 5 years) for a given duration (30 minutes) and the corresponding synthetic hyetographs (double triangle hyetographs, widely used in France (Desbordes 1974)). Intensities are based on the Paris-Montsouris weather station I-D-F curves. The simulations of the first three scenarios described above are presented in Figure 7.

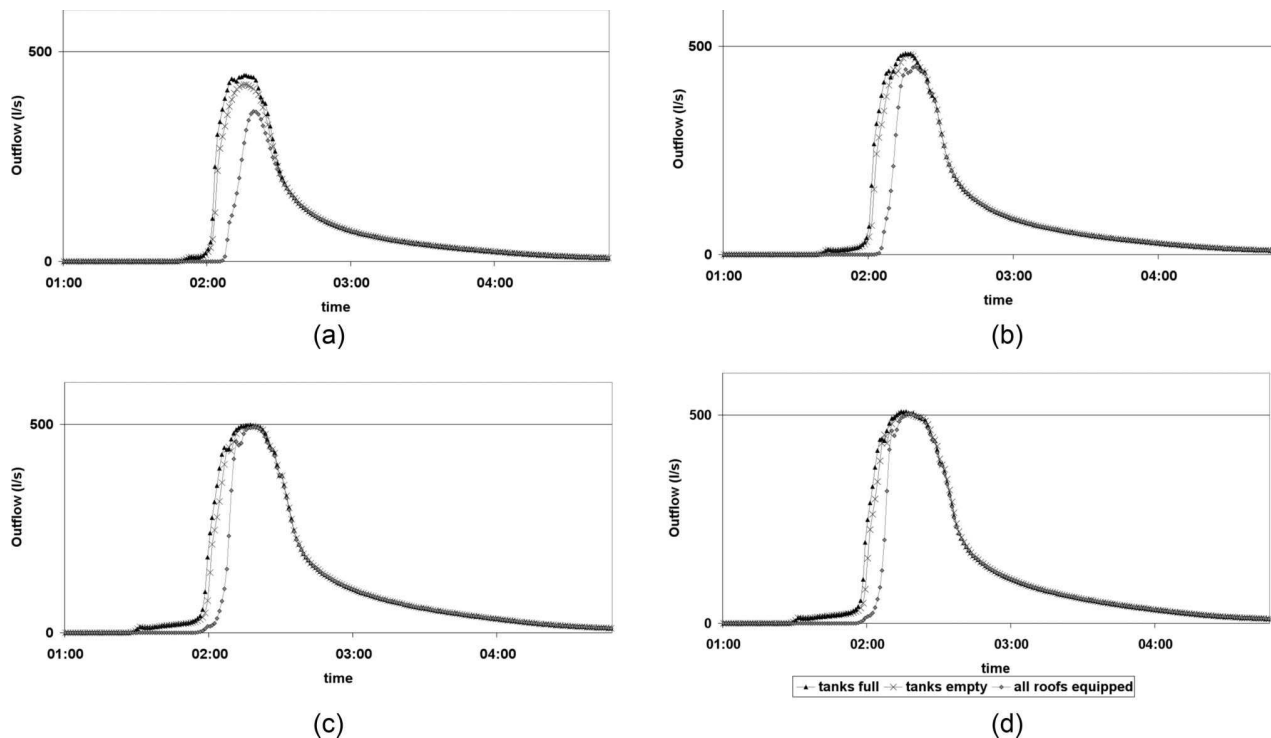


Figure 7. Scenarios' simulations for synthetic rain events of increasing return period, (a) 2 years, (b) 3 years, (c) 4 years, (d) 5 years.

With increasing return period, tanks' effect becomes smaller, while peak flow rate increases. Let's consider the overflow threshold of $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$. For the two smaller rains, the threshold is not reached by any scenario. For a 1-in-4-years rain (c), the threshold is reached by both the full and empty scenarios, while the hydrograph for the complete equipment scenario is barely under it. For a 1-in-5-years rain (d), the three scenarios reach the threshold.

In conclusion, the effect of the existing tanks becomes negligible for a 1-in-3-years rain event, too small to produce any overflow. The current equipment is then ineffective in avoiding any overflow in the district. An equipment of all the parcels of the catchment with rainwater tanks analogous to the ones actually in use will not improve results significantly.

5. Conclusions

In the case study discussed in this article, a consistent number of rainwater harvesting tanks was distributed in an urban catchment in order to avoid sewer overflows. About 30% of the roofs in the catchment were equipped with an average specific capacity of 12.7 mm. The analysis is based on two rainfall-runoff measurement campaigns, and performed using the SWMM 5 model. The main purpose of the analysis is to evaluate, on a real-scale experimental setting, the impact of RH on runoff.

The data analysis shows that the catchment undergoes significant evolutions despite its urban characteristics did not change. A model setting and calibration methodology were then developed to compare both the catchment evolution and the tanks installation.

Catchment evolutions, and in particular diffuse imperviousness increase, have similar but opposite hydrological effects than the tanks' installation, even on the short period considered (3 years). The consequences on SC practices and planning are relevant:

- (1) The time-scales involved in the evolution of urban catchments are small, also when no major changes occur. Using old data about a catchment without any updating procedure involves a risk.
- (2) Symmetrically, CS planning must take into account the physical and urban context as a dynamical variable, especially on long term scenarios.

About the impact of RH tanks on runoff, the results show that the equipment installed on the 'Village Parisien' is not able, alone, to prevent any stormwater sewer overflow. Its effect on runoff, in

facts, become negligible for rain events smaller than the ones generating sewer overflows.

Another finding is that the inefficacy of the equipment is linked to the tanks' volume and not to the harvesting area: according to simulations, installing the same size of tanks on every parcel of the catchment will not provide better results. On the contrary larger tanks, at least theoretically, could prevent overflows for rain events with return period between 5–10 years.

It is important to point out that RH is considered as the only SC technique applied in the catchment. Even if, alone, this technique proved to be ineffective without large investments (i.e., large tanks in all the parcels), in practice it could be usefully integrated in a series of cascading BMPs installed both on private and public areas.

In conclusion, on an already developed urban catchment, rainwater harvesting subsidising can prove to be a socially acceptable and reasonably-priced SC solution, but its hydrologic effectiveness can be poor without wise planning and implementation. An effective solution needs to take into account both the parcel-scale and the catchment-scale. At the parcel-scale, this is possible through a balance of the ratios among tanks' volumes, roofs' areas and rainwater demand; at the catchment-scale, through an analysis of the different contributions to runoff.

Acknowledgements

The authors wish to acknowledge the support given by the Conseil Général du Val-de-Marne, and would like to thank particularly the DSEA for the precious help provided.

References

- Chang, C., Lo, S., and Huang, S., 2009. Optimal strategies for best management practice placement in a synthetic watershed. *Environmental Monitoring and Assessment*, 153 (1–4), 359–364.
- Chocat, B., ed., 1997. Techniques alternatives. In: *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*, Eurydice 92. Paris: Lavoisier, 968–979.
- Coombes, P.J., et al., 2002. An evaluation of the benefits of source control measures at the regional scale. *Urban Water*, 4 (4), 307–320.
- Desbordes, M., 1974. *Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial*. Thesis (PhD). Université des Sciences de Montpellier.
- de Gouvello, B., 2005. La récupération et l'utilisation de l'eau pluviale dans les bâtiments: état des lieux et des questionnements en France. *Techniques Sciences et Méthodes*, 2005–6, 73–79.
- de Gouvello, B., et al., 2005. L'utilisation de l'eau de pluie dans le bâtiment. Les résultats d'opérations expérimentales en France. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, Juin 2005, 13–20.
- Elliott, A.H. and Trowsdale, S.A., 2007. A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environmental Modelling & Software*, 22 (3), 394–405.

- Franchini, M., Galeati, G., and Berra, S., 1998. Global optimization techniques for the calibration of conceptual rainfall-runoff models. *Hydrological Science Journal*, 43, 443–458.
- Graf, W.H. and Altinakar, M.S., 2000. *Hydraulique fluviale: écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple*. Lausanne, Switzerland: PPUR presses polytechniques.
- Guillon, A., et al., 2008. Rain water reusing for watering purposes: what storage capacity is needed and what benefits for the sewer networks. In: *11th International Conference on Urban Drainage*, 31 August–5 September 2008, Edinburgh, Scotland.
- Kyoungjun, K. and Chulsang, Y., 2009. Hydrological modeling and evaluation of rainwater harvesting facilities: case study on several rainwater harvesting facilities in Korea. *Journal of Hydrologic Engineering (ASCE)*, 14 (6), 545–561.
- Marsalek, J. and Chocat, B., 2002. International report: stormwater management. *Water Science and Technology*, 46, 6–71.
- Nash, J.E. and Sutcliffe, J.V., 1970. River flow forecasting through conceptual models part I. A discussion of principles. *Journal of Hydrology*, 10 (3), 282–290.
- Niemczynowicz, J., 1999. Urban hydrology and water management – present and future challenges. *Urban Water*, 1 (1), 1–14.
- Rossmann, L.A., 2004. *Storm water management model User's manual version 5.0*. Cincinnati, OH: U.S. EPA, Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Research Laboratory.
- Roux, C., 1996. *Analyse des précipitations en hydrologie urbaine. Exemple de la Seine-Saint-Denis*. Thesis (PhD). CERGRENE, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Singh, V.P., 1988. *Hydrologic systems, Vol. I: Rainfall runoff modelling*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, 285–286.
- Vaes, G. and Berlamont, J., 2001. The effect of rainwater storage tanks on design storms. *Urban Water*, 3, 303–307.

Do stormwater source control policies comprehend catchment hydrology?

Guido Petrucci^{a,*}, Emilie Rioust^a, José-Frédéric Deroubaix^a, Bruno Tassin^a

^a Université Paris-Est, LEESU (UMR MA102 UPEC-ENPC-UPEMLV-AgroParisTech), 6-8 avenue Blaise Pascal, 77455 Marne-la-Vallée cedex 2, France

Abstract

The number of stormwater source control (SC) regulations adopted by local authorities is rapidly growing in many countries. We can expect that, in the near future, the hydrologic behavior of many urban and periurban catchments will reflect this diffusion. This paper discusses SC regulations through two complementary approaches: starting on three French case-studies, it analyzes how regulations are developed today and identifies a set of shortcuts in policy-making practices. Then, the hydrologic model of a periurban catchment in the Paris region is used to test the impacts that these regulations can produce if widely applied. The main finding is that inertia in policy-making, driving to flow-rate focused regulations, can produce negative impacts in the long-term. Further efforts on volume-based regulations are advocated, both in terms of research and policy-making.

Keywords: storm drainage, source control, policy analysis, best management practices, urban hydrology, distributed modeling

1. Introduction

In the last five decades, stormwater Source Control (SC) has gained relevance over traditional sewer approaches, mainly for its potential to cope with fast urbanization and non-point source pollution (Bergue and Ruperd, 1994; Delleur, 2003; Urbonas and Jones, 2001). The principle of SC is to develop, simultaneously to urban growth, facilities to manage stormwater at a small-scale (about 10^2 - 10^3 m²) to solve or prevent catchment-scale (10^6 - 10^7 m²) stormwater problems. These parcel-scale facilities are usually called Best Management Practices (BMPs) in the USA, Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) in the UK, *techniques alternatives* in France. Terms like Low Impacts Development (LID) in the USA or Water Sensitive Urban Design (WSUD) in Australia are used today to identify the application of this principle to the whole design of new urban developments, which is typical of an intermediate scale (10^4 - 10^5 m²) (Morison and Brown, 2011; Revitt et al., 2008; Roy et al., 2008; Williams and Wise, 2006). In this paper, we will use “BMP” to ad-

dress individual stormwater facilities, and “SC” when speaking of the catchment scale strategy.

In a first development phase, SC was realized, in most cases, by large reservoirs built to prevent sewer overflows. Then, the principle of diffused small facilities started to be applied, and a pioneering phase of SC policies began (Chouli, 2006). The first regulations enforceable for all new developments date back to the '80s: the city of Bordeaux, in France (Bourgogne, 2010) started implementing SC policies in 1982, while the State of Maryland, in the USA, in 1984 (Comstock and Wallis, 2003).

Even if no official inventories of local SC policies are available, in several countries (e.g. France, USA, UK, Brazil) their diffusion strongly accelerated in the last ten years (Ellis et al., 2010). In the USA, EPA regulation urges local authorities to adopt policies (EPA, 2010), and a similar effect is expected, in France, for the SDAGE Seine-Normandie (a large-scale catchment management plan, section 3.4 of this paper). This change of pace is due to a convergence of technical and political rationalities: SC offers an efficient opportunity for urban stormwater drainage and, in the last years, it acquired an halo of sustainable development that increased SC policies appeal for many local authorities (Novotny and Brown, 2007).

Because of the accelerated diffusion of regulations

*Corresponding author

Email addresses: guido.petrucci@leesu.enpc.fr (Guido Petrucci), riouste@leesu.enpc.fr (Emilie Rioust), jfd@leesu.enpc.fr (José-Frédéric Deroubaix), tassins@leesu.enpc.fr (Bruno Tassin)

demanding widespread construction of BMPs, we can expect in the near future that the hydrologic behavior of many urban and periurban catchments will be influenced, if not determined, by SC. In most cases, this effect will be driven by the policies that are discussed and implemented today. In France, the Seine-Saint-Denis county (section 3.2), up to 2009, has prescribed 470 000 m³ of BMPs on a territory of 236 km². Considering an approximate impervious cover of 20%, this represents about 10 mm of storage on the whole impervious area of the county: a value comparable, for example, to weekly mean evaporation.

In view of this relevance, since the 60's researchers investigate BMPs performances and efficiency. This effort had practical effects, diffusing good design and construction practices. Several BMPs' selection and design manuals have been published (e.g. Azzout et al. (1994); Bergue and Ruperd (1994); Clar et al. (2004); Debo and Reese (2002); Woods-Ballard et al. (2007)), that contributed to the actual diffusion of BMPs. However, studies on the global effect of BMPs on a catchment hydrology are still scarce, and so are directions on how to define a suitable policy (Roesner et al., 2001; Roy et al., 2008). The transition from a pioneering phase to a rapid and wide diffusion of SC policies makes these questions a priority. If, in the past, efficient design of individual BMPs was the main concern, today it is important to investigate what an effective SC policy at the catchment's scale is.

The hydrological analysis of global effects of SC faces two main difficulties. The first one is that policies effects emerge slowly, at the rhythm of urban growth and renovation. Hence, catchment-wide measurements are still scarce and incomplete (see, for an example, Meierdiercks et al. (2010)). Even when data are available, it is difficult to distinguish gradual SC effects from catchment uncontrolled evolutions (Petrucci et al., 2012) or other stormwater management actions, like sewer system developments. The second difficulty concerns spatial scales: passing from parcel-scale BMPs to catchment-scale effects demands a good knowledge of scale-transition processes in urban and peri-urban settings (Cantone and Schmidt, 2009; Chocat and Cabane, 1999). A similar issue has been pointed out for rural small scale surface runoff control measures (O'Connell et al., 2007).

In the absence of comprehensive measurements on catchment-scale effects of SC, researches about this topic have been mainly based on hydrological modeling. Because the purpose of this modeling effort was to extrapolate small-scale known processes (i.e. the behavior of individual BMPs) to predict large-scale unknown

effects, most researchers adopted a bottom-up scaling approach (Blöschl and Sivapalan, 1995). In practice, researches on this topic relies mostly on physically-based distributed models (e.g. SWMM, HEC-HMS, MOUSE), allowing for a detailed description of both the BMPs and the large-scale processes. These researches, exploring both water quality (e.g. Freni et al. (2010); Wu et al. (2006)) and water quantity effects (e.g. Carter and Jackson (2007); Emerson et al. (2005); Faulkner (1999); Goff and Gentry (2006); McCuen (1979); Mouy et al. (2007); Urbonas and Glidden (1983); Zimmer et al. (2007)), allowed to identify some important discrepancy between hydrological studies and actual SC policies (e.g. Booth and Jackson (1997); Goff and Gentry (2006); McCuen (1979)).

This paper focuses on these discrepancies: the question is how the policy-making process comprehend — or not — hydrological considerations. In order to answer, this paper integrates two complementary approaches to study SC regulations: at first, it presents a regulations' analysis that aims to make explicit the logics behind SC policy-making; then, it discusses these logics through an hydrological analysis of the catchment-scale effects of SC regulations. Section 2 presents a review of researches on water-quantity catchment-scale effects of SC, focusing on the discrepancies between SC policies and hydrological outcomes. The regulations' analysis is presented in section 3: three case-studies of SC policy-making are discussed to find how, and on which logics, regulations are developed today. Section 4, through the physically-based distributed model of a peri-urban catchment, assesses consequences, at the catchment-scale, of widely applied regulations. Sections 3 and 4 are based on French cases, but both the methodology and several results could be extended to other countries where SC is developing.

2. Background and research approach

Despite the difficulties highlighted in the introduction, hydrological analysis of global effects of SC provided some general guidance on how to design policies. For example, as BMPs must be adapted to their specific site, SC policies should be conceived according to the specific catchment's characteristics (Ellis et al., 2007; EPA, 2010). Another example is that many researchers, starting with the early analysis of McCuen (1979), agree on the fact that hydrographs timing must be taken into account when planning storage facilities: a local reduction of hydrographs' peak flow can produce a catchment-scale increase due to peaks' superposition (Fig. 1).

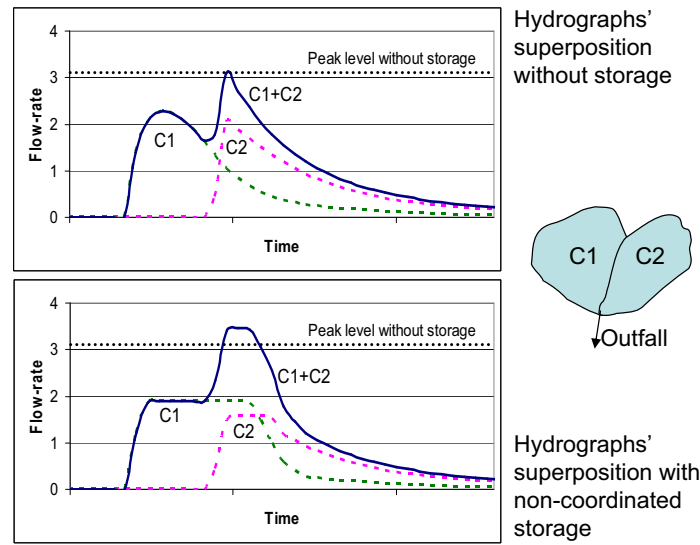


Figure 1: Peaks' superposition due to storage facilities (adapted from Azzout et al. (1994))

It is surprising that, even if these general ideas gather relevant consensus among scientists, many implemented policies are in contrast with them. Many French policies impose a unique value — often very low — of admitted flow-rate from parcels (i.e. in the form of a $x \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ constraint) over entire regions, without considering catchments' specificities or hydrographs' superposition. Some UK regulation shows the same shortcomings (Faulkner, 1999). In the USA, regulations often demand to preserve pre-development peak flow-rates downstream of parcels (Balascio and Lucas, 2009; Fennessey et al., 2001), ignoring peaks' superposition effects (Emerson et al., 2005).

A complementary remark about current policies is that, even if they often involve different instruments to develop SC (e.g. recommendations to infiltrate or reuse stormwater, financial or technical support), most of them fix a regulation on maximum flow-rate downstream of parcels as the only quantified constraint. Today, many scientific works converge in criticizing this kind of flow-rate regulations.

The first critic is that SC policies explicitly or implicitly aim, in general, to preserve pre-development water balance: it has been shown that flow-rate constraints are, in most cases, unable to achieve this goal. In particular, these constraints do not cope with reduced infiltration volumes due to imperviousness, and distort downstream low-flow regimes (Booth and Jackson, 1997; Fennessey et al., 2001). Meierdiercks et al. (2010) analyzed ten

years of runoff data to compare three catchments: one undeveloped and two developed, respectively, before and after the adoption of a SC regulation (flow-rate based). In terms of hydrologic behavior, the catchment developed with SC is closer to the one without SC than to the one undeveloped.

The second critic is about peak flow-rate: as stated above, provisions demanding to preserve pre-development peak flow-rate locally, can actually worsen the situation at the catchment-scale (Emerson et al., 2005; Goff and Gentry, 2006; McCuen, 1979), depending on catchment's timing characteristics. Regulations demanding a specific value of flow-rate can have adverse effects on peak flow-rate until the catchment is not completely urbanized, because superpositions between regulated and non-regulated flows can occur. This last type of regulation can also affect intermediary flows, responsible of combined sewer overflows (CSO). A study of the city of Paris (Mouy et al., 2007) showed that limiting flow-rates could be effective in reducing peak flow-rate and sewer overflows, but could increase frequency and duration of CSOs. Booth and Jackson (1997) proposed, in order to avoid these problems, to base regulations on runoff characteristics different from flow-rates; Emerson et al. (2005), more specifically, suggested limiting runoff volumes.

In contrast with the traditional regulations quantifying flow-rates, some authority is adopting policies that prescribe a volume that must be treated at the parcel-

scale, without sending it to the sewer network. In the city of Paris, redevelopments have to integrate an infiltration area capable to collect, store and infiltrate a volume of rainwater corresponding to 4 to 12 mm (Mouy et al., 2007). In the absence of infiltration possibilities green roofs can be used. In the USA, Bollig (2007) reports of a urban runoff mitigation ordinance in Sun City, Arizona, requiring a reduction in runoff corresponding to 0.75" (19 mm). On a larger scale, the *2000 Maryland Stormwater Design Manual* prescribes that stormwater ponds must retain volumes for water quality and groundwater recharge (Comstock and Wallis, 2003).

In general, the effect of SC on a catchment will depend on both the characteristics of the catchment (topography, geology, climate, urban development) and of the regulation (type, level of constraint). Most of the studies focus on catchments' variability, while regulations' variability is seldom considered in depth, despite its relevance for policy-making (among the cited studies, only Fennessey et al. (2001) and Mouy et al. (2007) compare several regulations). Studies on catchments' variability support the idea that flow-rate regulations can be ineffective and even harmful for some catchments, but they do not help defining which values of the limit can be effective, ineffective or harmful. Similarly, there are evidences that runoff volume regulations can be effective for peak flow-rate reduction at the catchment-scale, but we do not know the link between constraint level and effectiveness.

To analyze the effect of regulations' variability on a periurban catchment, one option is to consider the "transient state", where the catchment is only partially equipped with BMPs, or the "steady state", where all the urban areas are equipped. In the first case, the focus can be on peaks' superpositions between controlled and uncontrolled areas. In the second case, regulation's effect does not depend on spatial distribution of BMPs in the urban area, but on the regulation type and on the level of constraint. In section 4 of this paper, the "steady state" approach is applied to the study of a periurban catchment in the Paris region, representative of the drainage conditions of the regional 1950-2000 urbanization. The model of this catchment is used to perform a set of simulations of flow-rate and volume regulations, with varying constraint values.

Because of the dependence on catchment's characteristics, generalization of results obtained on a single catchment should be done carefully. Nevertheless, the analysis of a specific case-study can provide information about the possible behavior (or type of behavior) that a catchment can have when submitted to SC, and thus orient subsequent research and policy-making ef-

forts. In particular, it can help to identify potentially harmful shortcomings in policy-making.

3. Regulations' analysis

3.1. Methodology

To analyze logics behind SC policies, we present three French case-studies representative of several spatial scales and degrees of urbanization (Fig. 2). For each case, we conduct a survey based on official documents, technical presentations and semi-structured interviews (Quivy and Van Campenhoudt, 1995) of technical staff. The purpose of the surveys was to reconstruct the historical process of SC policy-making. We focused on the policies' objectives, the relations to territorial characteristics and the technical framing. The various written sources were collected in order to construct, for each case, an initial "factual framework" of SC policy evolution. The interviews, cross-checked and compared with the available data, were treated like witnesses' accounts: they allowed to fill the factual frameworks with the arguments and motivations that driven SC evolution. Following this historical reconstruction, we analyzed the arguments retrieved from an hydrological point of view.

In sections 3.2, 3.3 and 3.4, we resume the local histories of SC policies for the three cases selected:

1. the SC strategy of the *Seine-Saint-Denis* county. This county covers a densely urbanized area (236 km², 1 500 000 inhabitants). It is considered one of the most advanced local authorities in terms of stormwater management in France and an example of a "pioneer" local authority in SC development. For this case, four county's technicians have been interviewed between 2008 and 2010.
2. The SC strategy of the *Syndicat Mixte de la Vallée de l'Orge Aval* (SIVOA), an authority in charge of stormwater management in the catchment of the Orge river in the Paris region. This catchment is still mostly rural, but facing a growing urbanization (207 km², 370 000 inhabitants). The SIVOA applies a SC regulation since the 1990s. Two SIVOA technicians have been interviewed in 2009 and 2010.
3. The *Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux Seine-Normandie* 2010-2015 (SDAGE), is the River Basin Management Plan for the Seine river and some other small coastal catchments (globally 100 000 km², 18 000 000 inhabitants). This plan (Comité de Bassin Seine-Normandie, 2009) includes SC regulations at a large catchment scale. About this plan, two technicians have been interviewed (2010):

one of the catchment authority, and one of the navigation authority for the Seine river, having police power for water discharges in the river.

These cases are representative of many French current regulations. Moreover, in the discussion we will find that several observations on these cases can be extended, or at least adapted, to SC regulations in other countries.

3.2. *The SC strategy of the Seine-Saint-Denis county*

The territory of the Seine-Saint-Denis county incurred severe stormwater flooding starting from the 1960s. Today, 25 municipalities out of 40 are classed as “strongly” or “quite strongly” exposed to stormwater flooding risk (Préfecture de Seine-Saint-Denis, 2008).

The reasons of this risk exposure are the county’s territory configuration (the county is, topographically, extremely flat, with off-centered stormwater natural outfalls) and fast urbanization. Since the 1960s, the county developed a set of strategies to prevent stormwater flooding.

The first strategy adopted was to improve and optimize the sewer network, both building large reservoirs to regulate inflows to the sewer, and developing real-time control of the system. Despite this strategy displayed consistent successes, it also showed its limits: fast urbanization continued, further aggravating flooding risk. County’s resources were not sufficient to solve existing flooding problems and, in the same time, to compensate this aggravation.

This situation drove to adopt SC: the county began to demand developers to contribute to stormwater management, building ponds. Dimensioning was based on a $10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ flow-rate value. In 2009, the estimated (i.e. prescribed, not verified on the ground) volume of BMPs on the county was about $470\,000 \text{ m}^3$.

Since 2000, the county undertook two main actions to coordinate municipalities developing local SC strategies: the drawing of a sewer capacity map and of an infiltration map of the county.

The sewer capacity zoning was justified by enduring flood risk in some areas: the sewer was not able to receive $10 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ everywhere. Thus, the county’s technicians identified the critical sections of the sewer and, through a hydraulic model of the sewer system, found the maximal flow capacity in these sections. Upstream area was not considered in the identification of the critical sections, but used for tracing back maximal capacities to an areal flow-rate (i.e. $x \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$): the ratio between the capacity in a section and the *total* catchment area upstream of the section was calculated.

The infiltration map was motivated by pollution concerns: even if limiting flow-rate reduced urban flooding, it was not able to reduce CSO to the Seine river. Thus, it was important to reduce runoff volumes infiltrating stormwater wherever this was possible. An analysis of the pedology of the county has been performed, defining soil permeability and other constraints (e.g. presence of clay or gypsum).

We can remark, in this short history of SC in Seine-Saint-Denis, a trend that is common to most French “pioneer” authorities: SC starts as a reaction to urban flooding, simultaneously to a strategy based on large reservoirs to optimize sewer management. Only later (since the end of the 1980s) SC begins to include water quality as a new objective, that still remains secondary. This evolution has consequences on the actual policies: the $x \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ form is considered the norm because defining an output flow-rate (and a design rainfall) is the simplest way to define a reservoir that should limit the peak flow-rate in the downstream sewer.

A difference between reservoirs and BMPs is about infiltration. Reservoirs drain large urban areas and thus the water entering them is, in general, polluted or exposed to high pollution’s risks. For this reason, in order to protect the underlying groundwater, infiltration is often proscribed (Bergue and Ruperd, 1994). For reservoirs where infiltration is admitted, it is considered less reliable than storage, because of its natural variability. On the contrary, BMPs drain small areas, with smaller water volumes to be infiltrated and smaller risks of pollution. Thus, infiltration is a main strength of BMPs.

The persistence of reservoir dimensioning practices in SC strategies is evident in the preeminence of the flow-rate approach over infiltration prescriptions. This fact emerges in the duality of the mapping effort of the Seine-Saint-Denis county: volume control through infiltration (or water harvesting and reuse) is not seen as an opportunity to limit peak flow-rates in the sewer, but just to protect water quality. Further, while flow-rate is quantified, the main concern about infiltration is only to define if it is possible or impossible.

3.3. *The SC strategy of the Syndicat Mixte de la Vallée de l’Orge Aval*

The SIVOA territory is crossed by the Orge river, a tributary of the Seine. Consequently, storm sewers are mainly structured as parallel linear collectors draining water from municipal networks to the Orge river. In some cases, small tributaries of the Orge are used as collectors and some have been buried under urban areas.

The urban growth of the last fifty years proceeded from downstream areas, close to the river or its tribu-

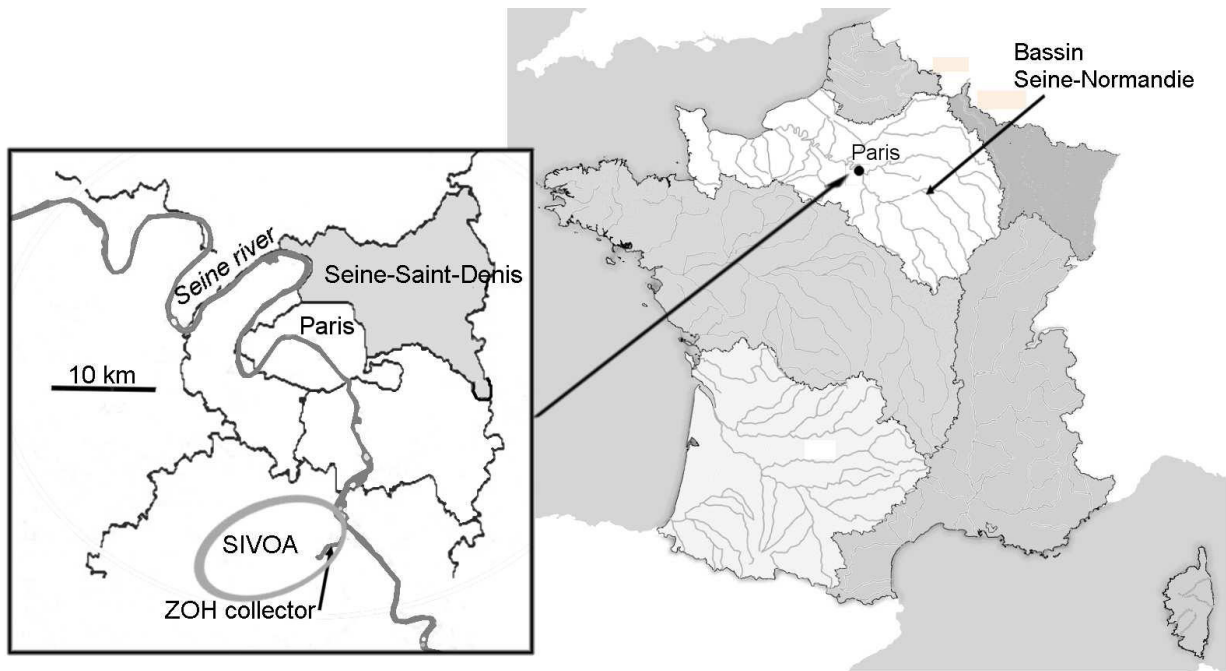


Figure 2: Geographical position of the three case-studies

taries, toward upstream areas. This dynamic is common of many periurban areas in France and other Countries, and it is responsible for a progressive lengthening and saturation of stormwater collectors (Bergue and Rupert, 1994). Straightened and buried creeks are a common feature of many urban areas, and are often subject to sewer overflows. In the SIVOA only a few areas are prone to this problem, but many collectors (like in the catchment described in section 4.1.1) are close to saturation while urbanization of their catchments is still going on.

Then, differently from the Seine-Saint-Denis, where earlier flooding problems were frequent, SC policies of the SIVOA are more linked to severe and episodic floods of the Orge river, in particular those of 1978 and 1999 (Fromon and Zuindeau, 1999). In 1992, a study compared available capacity of the Orge river sections with expected urban growth. The result was that the ratio between available capacity at the most critic section and the projected *impervious* area was $21 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. The conclusion of the study was to set a precautionary limit of $11 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ that would be applied in the form of stormwater ponds. Note that, differently from Seine-Saint-Denis, that used for calculations the *total* upstream area of a critic section, SIVOA used *impervious* upstream area. We will discuss this point in the hydrological analysis (section 4.3.1).

The 1999 flooding produced a reinforcement of SC policies. The current regulation of the SIVOA (SIVOA, 2003) prescribes that:

“Stormwater collected at the scale of private parcels is not directly accepted in the sewer system. This water has to be infiltrated, regulated or treated. [...] the general rule is to search solutions allowing for the absence of stormwater runoff. [...] In cases where infiltration [...] demands disproportionate works, stormwater is stored and sent to the sewer system at a limited flow-rate.” (translated by the authors).

The limited flow-rate is set to $11 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ for a rain event of 55 mm in 4 hours, corresponding to a 20-year return period (SIVOA, 2003). The 2003 regulation results, thus, from the superposition of a “no-runoff” prescription over the pre-existing $11 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ limit.

The superposition of an infiltration prescription before a constraint on flow-rate is a diffusing practice in France. It is based on the idea that reducing runoff volume is even better than reducing flow-rate. However, in this case like in many others, infiltration is left vague, while flow-rate constraint is clearly defined and quantified. For SIVOA, no-runoff is “the general rule”, and the developer should find by himself the way to realize it; if these ways appear “disproportionate”, the developer can apply the ready-to-use storage volumes. According to the authors’ opinion, the risk connected with this

formulation is that in the absence of a clear (and rigid) praxis of what “disproportionate” means, most developers will chose the easiest way to cope with regulation and build ponds. The infiltration prescription will be ignored in most developments.

3.4. The Schéma Directeur d’Aménagement et de Gestion des Eaux Seine-Normandie, 2010-2015

From the point of view of watersheds’ management, the entire France is divided into six parts, and for each a *Schéma Directeur d’Aménagement et de Gestion des Eaux* (SDAGE) is elaborated (Fig. 2).

The current version of the SDAGE (2010-2015) Seine-Normandie (Comité de Bassin Seine-Normandie, 2009) prescribes, for urban areas, the development of stormwater zoning that “*can define criteria relative to [...] maximal flow-rate*”. While this tool is already provided — without specific quantification — by French law, the SDAGE fixes a “default value”:

“[...] *In the absence of studies or local doctrines determining [an acceptable downstream flow-rate], it will be limited to $11\text{ s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ for a storm event having a return period of 10 years. [...] In order to prevent floods and to take into account the natural water cycle, zoning regulations should foster infiltration of stormwater and restoration of pervious soils.*” (translated by the authors).

As discussed in section 2, there is growing consensus about the necessity of local and specific regulations of stormwater management. The SDAGE recognizes this necessity when it calls for local studies and doctrines but, at the same time, it sets a general standard of $11\text{ s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$ for a 10-year storm. An interview with a member of the technical staff of AESN confirmed that the rationale of this default value comes more from communication than from hydrology:

“*I think that, behind the display of this value [of $11\text{ s}^{-1}\text{ ha}^{-1}$], was the will to make things evolve. This means that 0, 1, 2 — well, any low value — was not important by itself. The important thing behind the current formulation [...] is that stormwater management must be studied locally. [...] The unique value has no meaning. Well, it has a meaning only if you watch it as a really low value that pushes, by the constraints it creates, people to study what else can be done of intelligent.*” (translated by the authors).

This approach is perfectly coherent with the scope of a large-scale planning tool like the SDAGE: urban stormwater floods are a local problem that must be solved locally; the large-scale role is just to encourage and support good practices. However, from the point of

view of our analysis, the fact of setting a low flow-rate value hides a major shortcut: what happens if people just apply the rule as it is?

The answer to the question which is implicit in the SDAGE formulation is that people (or authorities) applying the rule as it is will provide an effort bigger than necessary, improving the situation even more than required. The underlying assumption is that oversized BMPs are always beneficial, and thus a low flow-rate value is always better than a higher one.

As a final remark, the question about the application of the rule “as it is” is not just hypothetical: past experiences of stormwater management rules showed that general numerical standards are often followed strictly, without adaptation (Chocat et al., 1997, p. 693).

3.5. Discussion

Some observation about SC policies can be drawn from the three cases discussed:

- *BMPs are “small-scale large reservoirs”*. SC policies, at least in France, are a direct descendant of large stormwater reservoirs. Even if the objective of SC policies is no more flood prevention alone, but also pollution control, receiving water protection and water cycle mimicking, many authorities still focus on flow-rates constraints while elaborating SC policies. Flood prevention and the other objectives are still considered as different topics. This duality is not limited to France: in the USA, stormwater ponds and LID are often described as different technical objects, having different purposes (Williams and Wise, 2006). In a catchment-scale approach to catchment’s problems, all these techniques should be seen as parts of the same set of tools.

The situation is however evolving: in France, the diffusion of infiltration prescription is a positive signal, as well as the implementation of the first stormwater zoning including both flow-rate and volume quantified prescriptions (Mouy et al., 2007). In the USA, the *2000 Maryland Stormwater Design Manual* integrates the two aspects in a unified dimensioning approach (Comstock and Wallis, 2003).

- *SC is the sum of individual BMPs*. Scale-transition between parcels and catchment is assumed to be linear. The approach followed to define parcel-scale constraints is, for Seine-Saint-Denis and SIVOA, to divide an admitted flow-rate by the upstream area. Beside the choice in the area mea-

surement (total or impervious), this approach supposes that catchment-scale flow-rate is the sum of the flow-rates from parcels, ignoring all about scale effects like peaks' attenuation and delay.

Regulations demanding to preserve pre-development flow-rates, typical in the USA, are based on the same assumption (Petrucchi and Tassin, 2011). The rationale behind them can be summarized as: "if every parcel of the catchment does not produce a runoff peak higher than the pre-development one, the whole catchment too will not produce a runoff peak higher than the pre-development one". Peaks' increased durations and consequent superpositions are ignored (Booth and Jackson, 1997; Goff and Gentry, 2006).

- *Two BMPs are better than one.* All the approaches analyzed make the implicit assumption that more BMPs have a better global effect than less, and thus that a more strict regulation is always more suitable than a less strict one. Both for Seine-Saint-Denis and SIVOA the precautionary choice is always the more strict. As discussed in section 2, perhaps this assumption was acceptable in a pioneering phase of SC development, but in wide diffusion scenarios it has to be verified. Together with higher implementation costs, an excessive SC policy could involve negative side effects.

4. Hydrological analysis

The object of the modeling part of this paper is the analysis of the catchment-scale effects of SC regulations, under the hypothesis that they are widely applied to a catchment. The purpose is to assess the long term consequences of the present SC regulations, as they emerged from regulations' analysis.

4.1. Material and methods

To compare scenarios of SC regulations, we use the hydrologic model of a catchment in the Paris region (sec. 4.1.1). In order to have reliable simulations of the catchment behavior, a comprehensive setup, calibration and validation process (sec. 4.1.3 and 4.1.4) is performed using the available data. In the analysis, we consider two types of scenarios: flow-rate limitations and volume limitations (sec. 4.1.5). For each type, we consider variable constraint values. Scenarios are compared on the basis of three indicators (sec. 4.1.6).

4.1.1. The experimental catchment

The ZOH catchment (451 ha, Fig. 3) is 20 km south of Paris, and it is mainly under the authority of SIVOA (section 3.3 and Fig. 2). While municipalities own proximity stormwater collectors on their territories (not modeled in the current study), SIVOA is in charge of the major collector.

Topographically, the catchment is on a plateau (see collector's profile in Fig. 3): its upstream two-thirds have small slopes ($<0.5\%$), while the downstream part - on the hillside - is much steeper ($5-6\%$). The catchment was rural until 1960 and drained by small creeks. Since the construction of the main collector from the SIVOA (1968/69), many urban developments took place and were connected to it. Impervious cover in the catchment is approximately 30%, and urbanization of the area is still in progress. Most of the urban development occurred before the enforcement of the actual SC regulation and, thus, it is equipped with conventional drainage. This type of plateau development — and in particular its drainage conditions — is typical of the urbanization of the second half of the 20th century in the Paris region and in other French urban areas (Bergue and Rupert, 1994; Carré, 2002). The behavior of the considered catchment, therefore, can be considered representative of several periurban catchments in France.

The stormwater outlet is connected to a group of small sand-pit lakes linked to the Seine river. The outlet is equipped, since 2003, with a settling unit to protect the lakes from suspended solids and eutrophication (Catherine et al., 2008).

4.1.2. Model choice and characteristics

The model used to perform the analysis is SWMM 5 (Rossman, 2004). It is a widely diffused urban hydrology model, flexible and well suited to represent BMPs (Carter and Jackson, 2007; Elliott and Trowsdale, 2007; Gironás et al., 2009).

Elliott and Trowsdale (2007) review ten different models suitable for SC modeling. They discuss a set of features of these models that should drive the choice of one specific model depending on the purpose of the study. Among others, they cite temporal resolution and scale, spatial resolution and scale, representation of runoff generation and routing.

The choice about temporal parameters and processes' representations depends on the variables of interest: if the model should well describe hydrographs' peaks in sewers, the modeling time-step should be short and hydrographs' routing detailed. In urban areas, peaks are mainly driven by direct runoff on impervious areas and sewer routing (Chocat and Cabane, 1999; Rodriguez

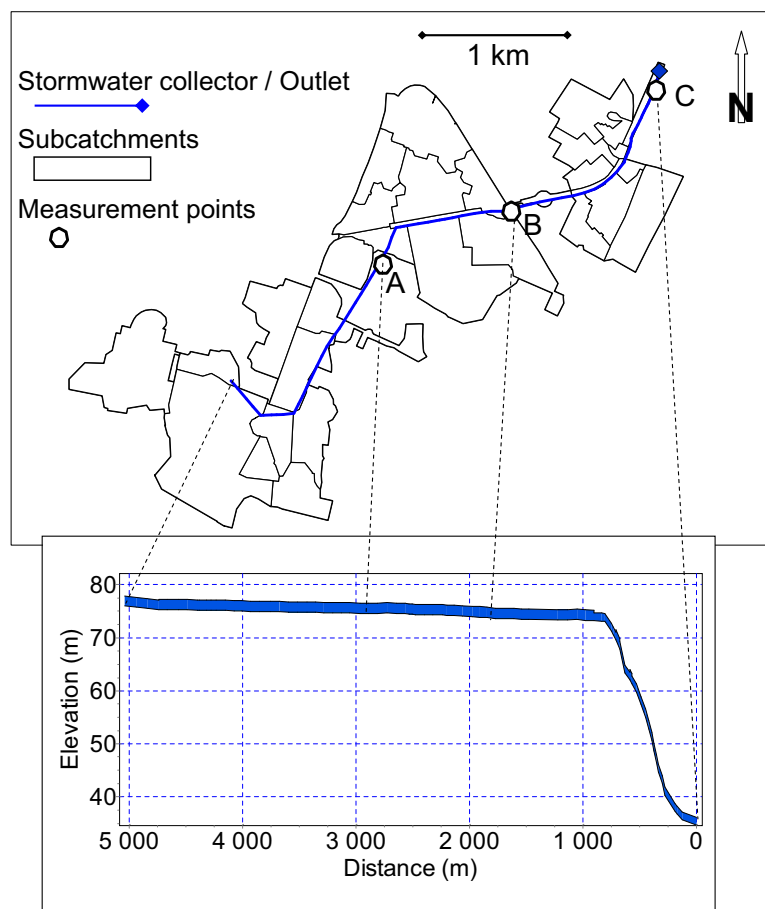


Figure 3: Plan of the ZOH catchment and main collector's profile.

et al., 2003). Overland flow on a 10^2 - 10^3 m scale, according to Blöschl and Sivapalan (1995), corresponds to temporal scales smaller than one hour. Flow in the sewer system is even faster. We adopted a reporting time step of 5 minutes, while routing calculation (integration of de Saint Venant one-dimensional equations) is performed on shorter and varying time steps (<60 s). On the opposite, to model the global hydrological balance, a so high resolution is not necessary (1 hour or even 1 day is a typical time step, Mitchell et al. (2001)), but time scale is relevant: to account for a catchment water balance, the model has to simulate long periods (one or more years). Some recent researches on SC (e.g. Zimmer et al. (2007)) use a combined approach, simulating both single rain events and long time-series. To have a broader view of SC policies, we adopted the same approach. SWMM is adapted to this use, as it allows continuous simulations over long periods with short time steps.

From a spatial scale and resolution point of view, SWMM describes the catchment as a set of subcatchments and a drainage network. Subcatchments, whose size and number (i.e. spatial resolution) depend on the modeler's choice, are in charge of runoff generation, while the network accounts for routing processes.

Each subcatchment is described as a non-linear reservoir, with an outflow equation given by the kinematic wave model (Singh, 1988). The model takes into account initial losses, and evaporation is computed at each time step on the basis of a monthly average. Infiltration from pervious areas is described by the Green-Ampt model. Subcatchments can be split in two parts: impervious and pervious. Runoff from one part can be routed over the other. Subcatchments are linked to a node of the sewer network: at each time-step the outflow of the subcatchment is injected in the corresponding node and routed in the network. Special devices can be added to the sewer network, like reservoirs, outlets and weirs.

Simulations' outputs are the values, at the reporting time-step, of relevant variables for all subcatchments and elements of the sewer network.

4.1.3. Model setup

Model setup involves the division of the catchment in subcatchments and the corresponding data-analysis to define each subcatchment's characteristics.

The division in subcatchments (32, Fig. 3) has been made according to catchment topography and sewer network. Subcatchments' characteristics (area, slope, pervious ratios, roof vs road area, etc.) have been determined by maps and aerial photos of the catchment.

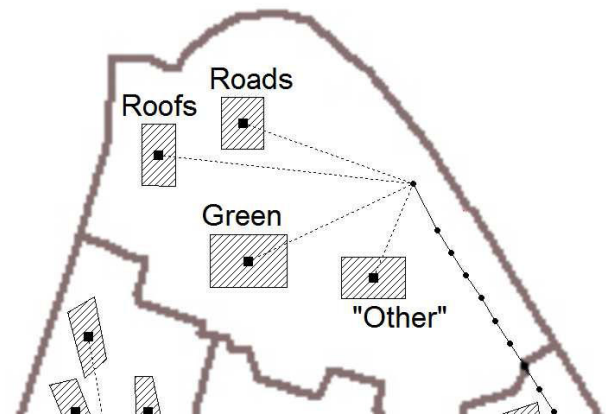


Figure 4: Example of the model of a subcatchment.

Differently from most cases in literature — see for example the manual of SWMM applications by EPA (Gironás et al., 2009) — we did not consider each “real” subcatchment as a “modeled” subcatchment, but we parted it in four areas according to land-cover. For each subcatchment on the ground, we defined four subcatchments in the model corresponding to green-, roof-, road- and “other”- areas. An example of the model structure is shown in Fig. 4. This strategy has two main reasons:

1. to take into account differences among impervious areas. Average slope and flowpath length for roofs are not the same than for roads, and describing roofs and roads as different subcatchments allows to parametrize them differently.
2. To take into account uncertainties in subcatchments' characteristics. Pervious area on a subcatchment is determined by pixel classification on aerial photos. This process involves some error, and lets some areas unclassified. The “other” areas correspond to unclassified ones, and are used to compensate this uncertainty: in the model they are partially pervious and partially impervious, and the ratio is determined through calibration to better fit runoff data.

This approach has already been used with good performances for a previous case-study, described in Petrucci et al. (2012).

4.1.4. Model calibration and validation

Calibration and validation phases were performed on data issued from two flow-rate measurement campaigns operated by SIVOA in 2009 and 2010. Two three-month campaigns were performed at a 5-minute frequency, the first from October to December 2009, the second from

May to July 2010. The 2009 campaign involved one measurement point (point B in Fig. 3), while the 2010 campaign used two points (A and C). Rainfall data were issued from a rain gauge installed over the settling unit, at the catchment's outfall.

Data analysis showed that data collected on point C were of poor quality: they are affected by strong measurement noise (Fig. 10) and some missing value. Because of the importance of point C, downstream of all subcatchments, we decided to use these data anyway, after filtering and correction, still considering them less reliable.

The model parameters to calibrate are of two types: global, which are valid for the whole catchment, and local, valid for individual subcatchments. The global parameters are eleven: sewer roughness, soil characteristics (suction head, conductivity, initial deficit), initial losses and roughness for green, roofs and roads areas, impervious ratio of "other" areas. Only one local parameter, defined at the subcatchment scale, is used for calibration: the subcatchment width, a shape parameter (Singh, 1988; Rossman, 2004). We defined, for each parameter, a variability interval as narrow as possible according to hydrologic literature and catchment specific informations (e.g. soil type is mainly loam).

While global parameters, assumed to be unique over the catchment, can be calibrated on any rainfall-runoff time series, the local parameter for a given subcatchment can be calibrated and validated only, obviously, on runoff data measured downstream of it. As available data are collected at three different points, to use all of them we performed a three-step calibration and validation:

1. Calibration and validation of all the global parameters and of the local parameters for the subcatchments upstream of point B. Calibration was performed on two thirds of the data from the 2009 campaign; validation on the remaining third.
2. Validation of global parameters on data from the 2010 campaign (point A). In this validation, also local parameters of subcatchments upstream of point A are validated.
3. Calibration and validation of local parameters for subcatchments between point B and C, on data from the 2010 campaign (point C). Two-thirds of data were used for calibration, the remaining third for validation.

All calibrations and validations used, as a goodness-of-fit measure, the Nash criterion (Nash and Sutcliffe,

1970):

$$N = 1 - \frac{\sum_t (Q_t - \hat{Q}_t)^2}{\sum_t (Q_t - \bar{Q})^2}$$

where Q_t and \hat{Q}_t are respectively the observed and simulated flow-rates at time t , and \bar{Q} is the observations' mean value. This indicator ranges from $-\infty$ to 1, with higher values for more accurate models. A value of 1 denotes a model perfectly matching the observed data, while a value of 0 denotes a model as accurate as the observations' mean value.

Calibrations were performed using a genetic algorithm. This type of evolutionary algorithm has been used for hydrologic models' calibration or optimization during the last 20 years and it is now well diffused in hydroinformatics' applications (Savic and Khu, 2005). The main interest of this algorithm is its efficiency in finding close-to-optimal solutions of high-dimensional optimization problems, without strong hypotheses on the problem setting (e.g. linearity or continuity of the objective function).

4.1.5. Scenarios of SC policies

Flow-rate limitations. Scenarios of regulations limiting flow-rate are in the form $q^* = x \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ typical of French cases. We simulate 15 scenarios, ranging from $q^* = 0.51 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ to $501 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. The lower part of the range ($0.51 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ to $101 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$) corresponds to current practices in France (and also in the UK, according to Faulkner (1999)), while the upper limit ($501 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$) is chosen in order to include the reference value of the specific peak flow-rate ($461 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$).

Flow-rate limitations are modeled by installing a reservoir downstream of the roof and road areas of each subcatchment (Fig. 5). Each reservoir has an outfall and a spillway, both connected to the sewer network. Spillways are over-sized, in order to allow reservoirs' overflow to reach the sewer. Reservoirs' volume and outfalls' stage-discharge curve vary according to q^* . Reservoirs' volume is calculated using the *rainfall design method* (Chocat et al., 1997, p. 627) for the SIVOA's design rain-event (triangular, 55 mm in 4 hours, see sec. 3.3). Specific volumes for each scenario are reported in table 1.

SWMM allows to use stage-discharge curves in the form:

$$Q = ah^b$$

where Q and h are, respectively, the reservoir's outflow and water level. Parameter a defines flow-rate magnitude, while b the steepness of the curve. Figure 6 shows an adimensional plot of this curve for two values of b . In

q^*	$1 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$	0.5	1	2	3	5	8	10	15	20	25	30	35	40	45	50
v^*	$\text{m}^3 \text{ ha}^{-1}$	658	565	485	447	377	323	299	262	252	231	205	184	168	155	145

Table 1: Flow-rate regulations and corresponding storage volumes

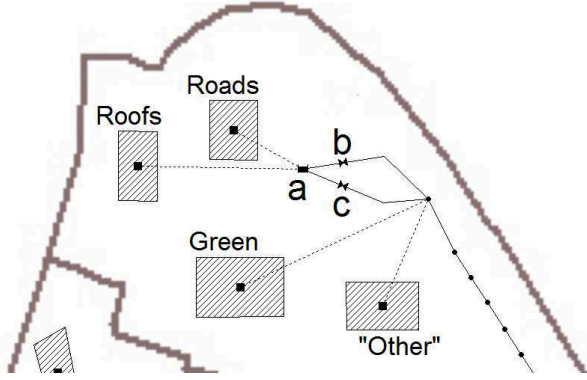


Figure 5: Model of a subcatchment with flow-rate limitation. (a) reservoir, (b) reservoir's outfall, (c) reservoir's spillway.

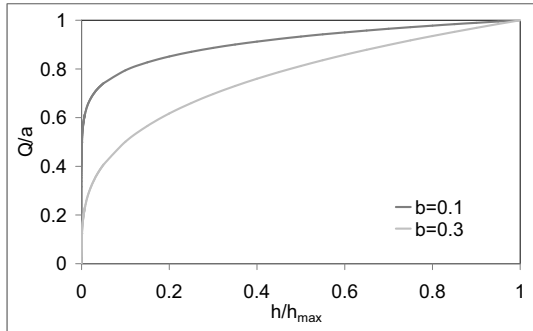


Figure 6: Adimensional stage-discharge curve

principle, a small value of b could assure a step-shaped curve: even for small water levels, the outflow is close to the regulation value. However, some tests showed that this choice produces numerical instabilities in the model. If the curve is too steep, in fact, for small stored volumes emptying is too fast and a discontinuous behavior takes place. The consequence is oscillating values of stored volume and outflow. This saw-tooth profile has a low magnitude ($10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$), but produces substantially wrong results for the computation of low flows. Thus, our choice for b was a compromise between steepness and numerical stability. The selected value is $b = 0.3$, that gives consistent values, for $q^* < 151 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$.

Parameter a is defined, for each reservoir, as:

$$a = q^* \cdot A_{\text{drained}}$$

where A_{drained} is the impervious area contributing to the reservoir.

Volume limitations. SC scenarios with limitations on runoff volume are defined by the specific volume to be retained $i^* = x \text{ mm}$. It is the regulation form applied in Paris (4 mm to 12 mm) and in Sun City, Arizona (19 mm). We consider 18 scenarios, ranging from $i^* = 0.01 \text{ mm}$ to $i^* = 50 \text{ mm}$. The first half of the range corresponds to the cited existing policies, while the second half is to explore the potential of stronger regulations.

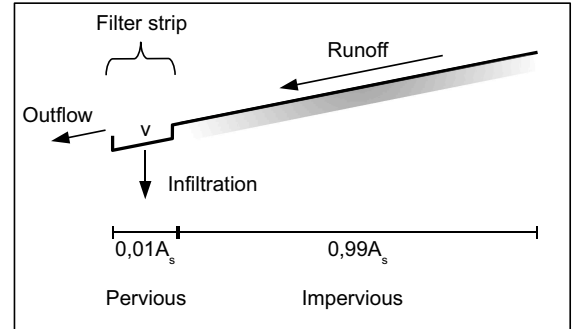


Figure 7: Scheme of a subcatchment's model with volume regulation

Volume regulations are modeled as filter strips downstream of each impervious subcatchment (roads and roofs), that store and infiltrate the prescribed volume of runoff from the impervious area. A scheme of the modified subcatchments' model is presented in Fig. 7. If the subcatchment has an area A_s , the strip stores (as initial losses) a runoff volume of $v = A_s i^*$. This water is then infiltrated and can be replaced by further runoff.

Remark. The two different forms of regulation are defined according to the current practices. It is important to note that, using q^* and i^* as defined, they vary in opposition: stronger regulations (i.e. regulations demanding more resources to comply with) lead to lower values of q^* and to higher values of i^* .

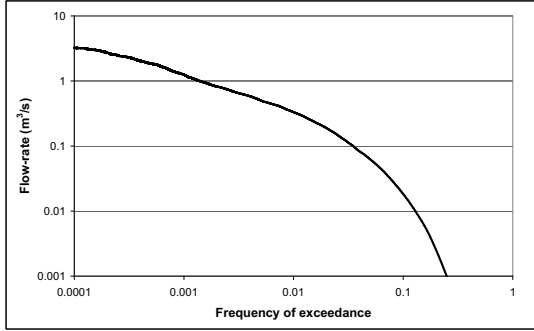


Figure 8: Example of flow-frequency curve

4.1.6. Policies' performance indicators

To assess the performances of SC policies, Fennessey et al. (2001) used a “flow versus frequency” curve calculated on a long-term simulation. An example is the reference curve in Fig. 8, computed for the ZOH calibrated model on a 23-month period (1/1/2009 to 1/12/2010). The main advantage of a similar approach is the immediate visibility of changes in flow regimes both for extreme events and low flows. Indeed, the intersection between the curve and the y-axis shows the maximal peak-flow during the computation period, while the intersection with the x-axis shows the fraction of time during which a flow is detected at the outlet.

Beside the graphical approach and in order to compare a large number of scenarios, it is useful to define numerical indicators. With this purpose, we considered two typical objectives for SC policies: to avoid sewer overflows and to preserve receiving waters.

For the first objective, we used the peak flow-rate in response to the SIVOA's design rain event, the same used for reservoir's dimensioning in flow-rate limitation scenarios. Thus, to evaluate the first objective, the indicator chosen is the peak flow-rate for this rain event, normalized on the impervious area of the catchment (141 ha). This indicator is noted q_{peak} ($l s^{-1} ha^{-1}$); smaller values denote better performances.

As the stability and ecological status of the receiving waters depend, in general, both on low-flow regimes and on bypasses of treatment units, for the second objective we adopted two indicators: the fraction of time during which a flow is detected at the outlet (i.e. the frequency of flow), and the runoff volume bypassing treatment. The first is the x-axis intersection in flow-frequency curves, and it is noted f_{flow} (-). The second is the total volume

of flow exceeding $0.8 m^3 s^{-1}$, which is the settling unit capacity. It is noted $V_{0.8}$ (m^3). Considering the actual imperviousness of the catchment, $0.8 m^3 s^{-1}$ correspond to $5.71 s^{-1} ha^{-1}$. We consider that, for both indicators, smaller values denotes better performances.

$V_{0.8}$ is the more pertinent indicator for the ZOH catchment, as low-flow regimes are not considered a problem for the downstream lakes. However, as f_{flow} can be relevant for similar catchments, according to the outfall characteristics, both are considered in the analysis with a purpose of generality.

For the numerical problems on low flows discussed in section 4.1.5, f_{flow} is not computed for $q^* > 151 s^{-1} ha^{-1}$. f_{flow} and $V_{0.8}$ are computed for a 23-month rainfall series (1/1/2009 to 1/12/2010). The series is not long enough to give statistically relevant results for return periods longer than 1 year, but it is sufficient for current rain events ($T < 3$ months). The reference case used for comparison is the calibrated model, as we have no information on the pre-development catchment.

4.2. Outcomes of calibration and validation

The calibration process involved three steps (section 4.1.4): calibration of global parameters and of local parameters of the upstream part of the catchment (2009 data); validation on 2010 upstream (point A) data; calibration and validation of local parameters for the downstream part of the catchment (2010 data, point C).

Figures 9 and 10 shows samples of the simulated hydrographs, plotted against data. The values of the Nash criterion obtained are:

- $N=0.78$ for the calibration on 2009 data (point B), $N=0.75$ for the corresponding validation;
- $N=0.77$ for the validation on 2010, point A data;
- $N=0.56$ and $N=0.48$, respectively, for calibration and validation on 2010, point C data.

A Nash value close to 0.8 denotes a good performance of the model. Considering also visual verification (Fig. 9), we can consider that the first calibration and the corresponding validation are satisfactory. Further, the validation on point A data shows that global parameters are well suited to describe the catchment behavior even in a season different from that used for calibration. 2009 data are collected in autumn, while 2010 ones are collected in spring and summer. Another positive result is that this validation is performed on a point of the catchment (A) which is upstream of the calibration point (B). Thus, the calibrated model is a good representation of the catchment not only globally (i.e. for

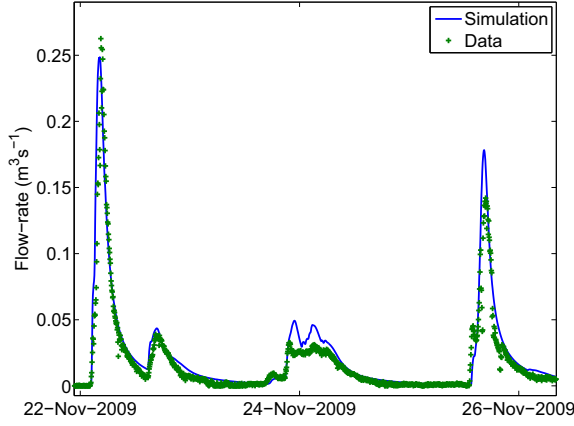


Figure 9: Comparison between simulated and measured flow-rate. Point B, validation.

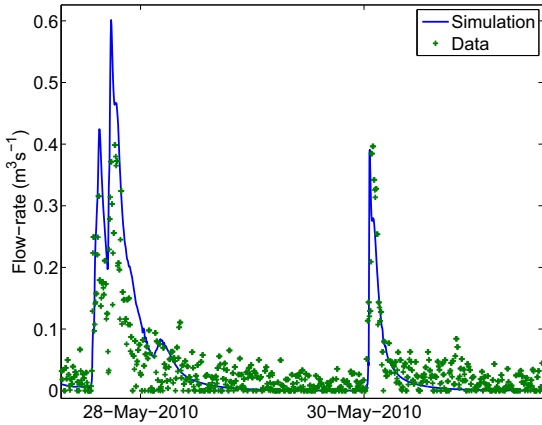


Figure 10: Comparison between simulated and measured flow-rate. Point C, calibration.

runoff estimation at the calibration point) but also for estimation of runoff at internal points of the catchment.

The results obtained by the last calibration and validation (point C) show a worse correspondence between measurements and simulations. It is reasonable to suppose that this poor performance is more linked to the poor reliability of measurements (Fig. 10), than to modeling errors. The modeling procedure is, in fact, the same that performs well for the rest of the catchment. Still, without other datasets on point C, it is impossible to know the actual accurateness of the model for the subcatchments between point B and point C (about 19% of the catchment area). As our purpose is analyzing scenarios, we can accept the calibrated model as a good representation of the entire catchment. If the purpose was to actually decide a policy for the catchment, a further measurement campaign at point A should be necessary.

4.3. Results and discussion

In Fig. 11 and 12 several flow-frequency curves are plotted and compared to the reference. The two figures reveal the different behaviors of the two regulations:

- Volume regulations (Fig. 11) have flow-frequency curves always lower than the reference. This means that, for any given frequency, the corresponding flow-rate will be smaller in presence of this kind of regulations. Obviously, low constraint values (e.g. 5 mm) affect strongly the frequent events ($f > 0.01$), while infrequent ones ($f < 0.001$) are less changed. Increasing the constraint value (25 mm and 50 mm in Fig. 11) further reduces flow-rates. Also infrequent events are affected by high constraint values.
- On the contrary, flow-rate regulations (Fig. 12) have different effects for low and high frequencies. In fact, their flow-frequency curves have intersections with the reference curve. A reduction in low frequency flow-rates corresponds to an increase of flow-rates for higher frequencies, resulting in a “flattening” of the flow-frequency curve. Decreasing the limitation value (i.e. strengthening the constraint, as explained in paragraph 4.1.5) increases this “flattening” effect: the $1 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ flow-frequency curve is almost flat for $f < 0.1$, with flow-rates lesser than the reference for $f < 0.03$, and higher elsewhere.

The values of the three indicators, for all the simulated SC scenarios, are plotted in figures 13 to 15. According to the final remark of section 4.1.5, they are

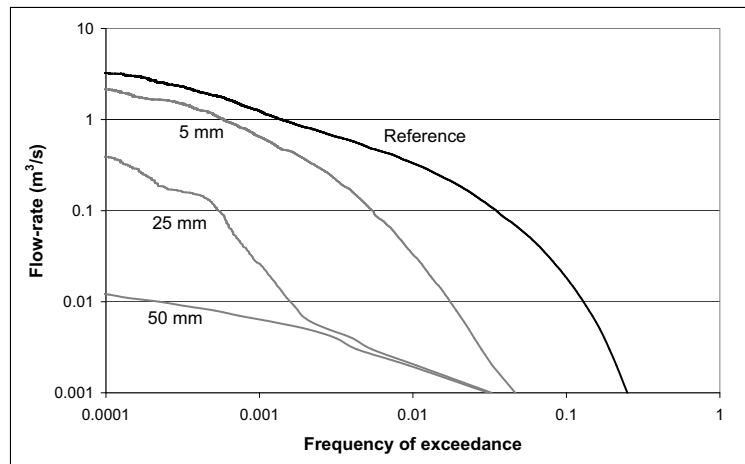


Figure 11: Flow-frequency curves for a selection of volume regulation scenarios

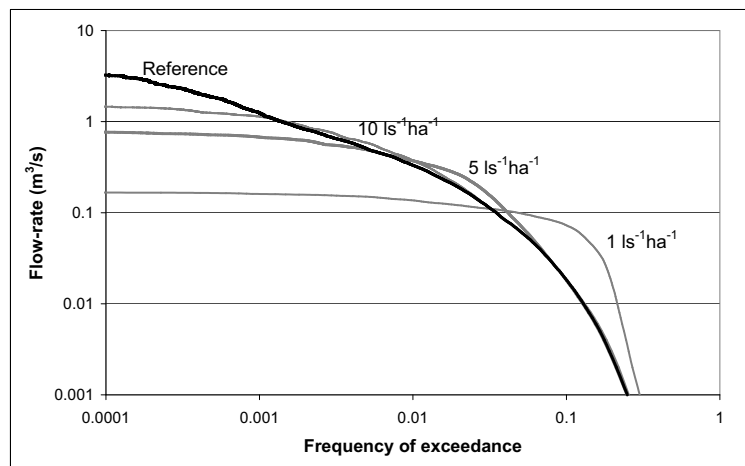


Figure 12: Flow-frequency curves for a selection of flow-rate regulation scenarios

plotted on inverse axes to show results in the same order: in the positive x -direction regulations' "strength" increases.

4.3.1. Reduction of sewer overflows

This first objective (avoiding sewer overflows) is described by the indicator q_{peak} , as stated in section 4.1.6. For both types of regulations, Fig. 13 reveals that q_{peak} monotonously decreases with strengthening regulations. Thus, for both regulation forms, no worsening of catchment-scale peak flow-rate occurs with specific regulation values.

Comparing volume and flow-rate regulations shows that the corresponding ranges of q_{peak} are about the same. Thus, for a given target value of the objective in this range (e.g. $q_{peak} = 201 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$), it is always possible to find two corresponding regulations, one based on limitation of flow-rate (in the example $q^* = 51 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$) and one on limitation of volume ($i^* = 37 \text{ mm}$).

A further remark is that, for flow-rate regulations, q_{peak} is greater than q^* . For intense rain events, in fact, pervious areas (not controlled by reservoirs) contribute significantly to the catchment-scale peak flow-rate. The procedure applied by the SIVOA to define q^* (section 3.3) was to divide a maximum acceptable flow-rate by the upstream *impervious* area: this corresponds to taking a value of q^* on the $q^* = q_{peak}$ curve (plotted in Fig. 16). Because of the contribution of not controlled areas, this procedure leads to values of q^* too high to assure the expected value of q_{peak} .

As a comparison with the Seine-Saint-Denis procedure, based on the *total* upstream area (section 3.2), we plotted in Fig. 16 the curve $q^* = q_{peak,tot}$. $q_{peak,tot}$ is an indicator analogous to q_{peak} , but normalized on the total area of the catchment. This second curve shows the limits of a linear approach in SC regulation (section 3.5): using the total area for the calculation is, intuitively, a highly precautionary procedure. Fig. 16 shows that this is true for high values of q^* ($> 81 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$), for which the constraint is largely overestimated. But for low values of q^* , the total area procedure underestimates the values of the constraint like the impervious area one. More in general, this is an evidence of the unfitness of a linear approach to the transition from the parcel- to the catchment-scale for SC regulation.

4.3.2. Preservation of receiving waters

This second objective (preserving receiving waters) is described by the two indicators f_{flow} and $V_{0.8}$ (section 4.1.6).

Figure 14 shows flow frequencies at the catchment outlet (f_{flow}). For the reference case, $f_{flow} = 0.25$.

As it was expected (section 2), runoff rate limitations never improve the reference situation, while runoff volume ones always do. In detail, runoff rate regulations do not affect the indicator for $q^* > 21 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, while for lower values they significantly worsen the situation (up to $f_{flow} = 0.42$). In these last cases, the "flattening" of flow-frequency curves is marked enough to increase frequency of really small flow-rates (e.g. see the $11 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ curve in Fig. 12). Physically, this phenomenon occurs when the emptying time of reservoirs is longer than the undisturbed hydrograph's duration. Thus, flow-rate regulations distort low-flow regimes only if they leads to reservoirs' emptying time longer than catchment-scale lag-times.

Volume regulations, on the contrary, rapidly improve the indicator value for $i^* < 20 \text{ mm}$. f_{flow} is positively affected even for extremely small storage values ($i^* = 0.01 \text{ mm}$), because of the infiltration effect of filter strips covering 1% of previously impervious areas, even without storage (see section 4.1.5).

Volumes exceeding the treatment unit flow capacity (indicator $V_{0.8}$) are plotted in Fig. 15. Also for this indicator, volume regulations show a monotonous improving behavior, slowing down with increasing constraint values. As in the previous case, a small constraint (e.g. $i^* = 6 \text{ mm}$) is enough to half (from $1.93 \times 10^5 \text{ m}^3$ to $0.82 \times 10^5 \text{ m}^3$) the reference value of the indicator.

Flow-rate regulations have a more complex behavior, showing four different ranges:

- $q^* < 51 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. The flattening effect causes the flow-rate to be always below $0.8 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, and thus $V_{0.8} = 0 \text{ m}^3$.
- $51 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1} < q^* < 151 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. In this range the regulation shows a "good" behavior: strengthening the constraint improves values of the indicator.
- $151 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1} < q^* < 301 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. In this range, regulation produces worse performances than the reference case. The reason is that, during reservoirs emptying, the catchment flow-rate is above $0.8 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ for longer durations than in the reference case.
- $q^* > 301 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$. No significant variation from the reference case.

4.3.3. Flow-rate vs volume regulations

Globally, results for the three indicators show that volume regulations have a simpler behavior than runoff rate ones. Indeed, volume regulations exhibit always a

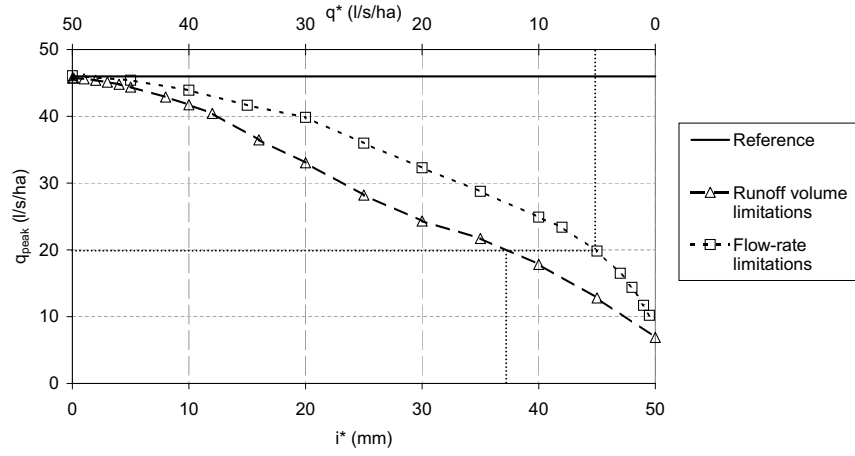


Figure 13: q_{peak} values as a function of flow-rate and volume constraints.

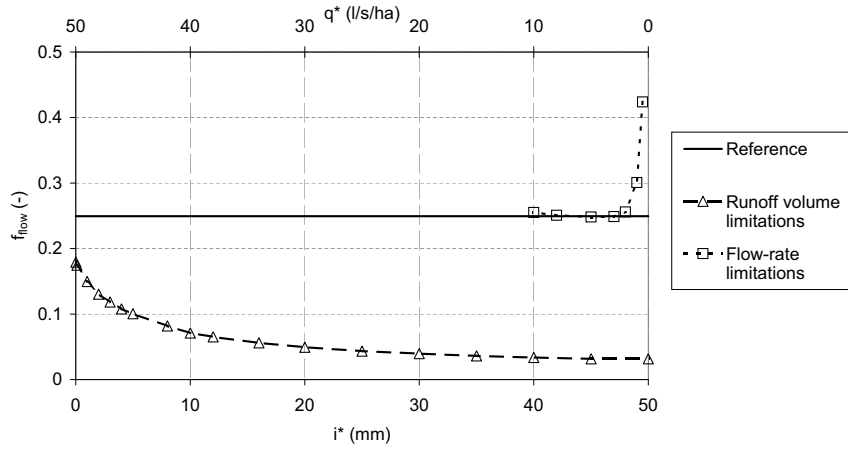


Figure 14: f_{flow} values as a function of flow-rate and volume constraints. For $q^* \geq 15 \text{ l s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, f_{flow} is not computed.

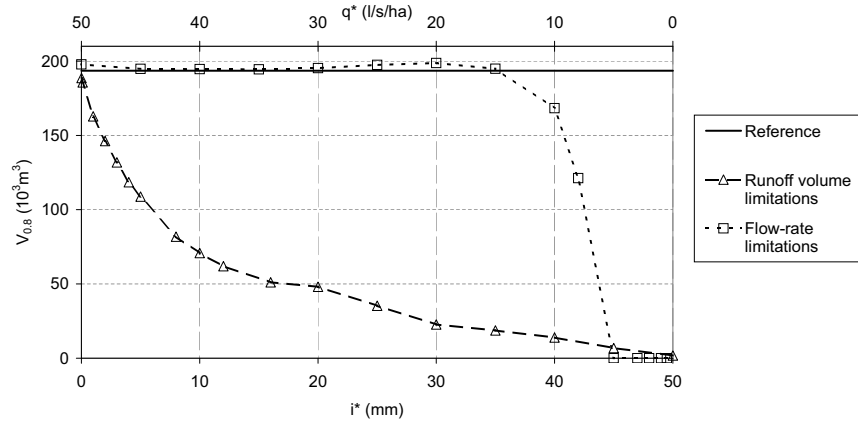


Figure 15: $V_{0.8}$ values as a function of flow-rate and volume constraints.

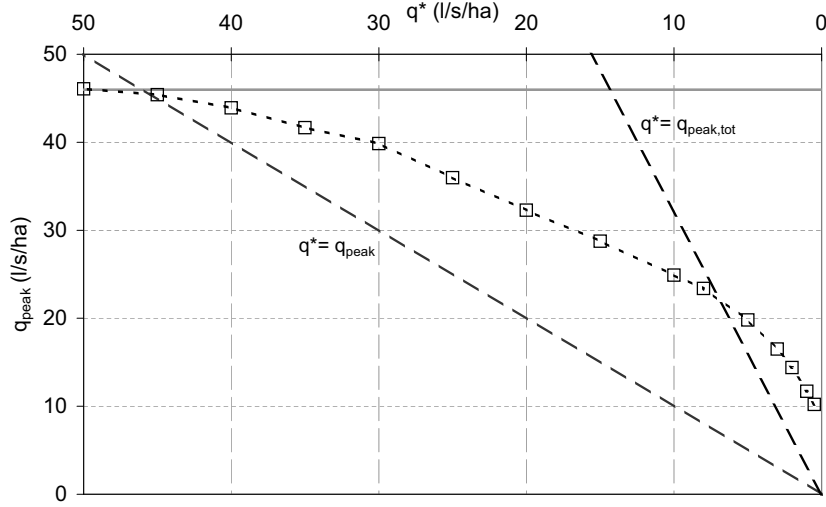


Figure 16: q_{peak} values for flow-rate regulations, compared to $q^* = q_{peak}$ and $q^* = q_{peak,tot}$ lines.

monotonous trend: strengthening the constraint generates improvements in the indicators' value. On the contrary, flow-rate regulations show threshold-effects and, for some ranges, can produce degradation of indicators value.

Obviously, these thresholds and the existence of degradation ranges are catchment specific: for example, regulations do not affect the f_{flow} indicator if the emptying time of the reservoirs for a rain event is shorter than the duration of the corresponding hydrograph in the reference situation. In the same way, we find no aggravation ranges for q_{peak} while other researchers did, for other catchments (section 2).

This complex behavior of the flow-rate limitations appears to be linked to the flattening effect observed on the flow-frequency curves. The three indicators, even if with different formulations, are all linked to some specific part of these curves: q_{peak} to high flow-rates, f_{flow} to small ones, $V_{0.8}$ to intermediate ones. Flow-rates limitations do not reduce these curves systematically like volume ones, but filter high flow-rates increasing smaller ones. This is why substantial improvements of $V_{0.8}$ occur for values of q^* worsening f_{flow} . Improving this last indicator is impossible with this form of regulation.

With regard to avoiding sewer overflows, we observed that the same q_{peak} values that can be obtained through flow-rate regulations can also be obtained through volume ones. This remark can be discussed in the light of current practices. Current val-

ues of q^* range from $0.51 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ to $101 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, while i^* from 4 mm to 19 mm (section 4.1.5). Comparing these ranges on Fig. 13 shows differing q_{peak} values: current values of q^* lead to q_{peak} values ranging from $101 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ to $251 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$, while current values of i^* to q_{peak} values ranging from $331 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ to $441 \text{ s}^{-1} \text{ ha}^{-1}$.

If these results were confirmed for other catchments, it would be possible to infer that, according to the current practices, low peak flow-rates can be obtained only with flow-rate regulations. An authority facing problems of sewer overflows, and without the resources or the motivation to adopt "experimental" policies, can only limit flow-rates. However, the evolution of flow-rate regulations in the last 30 years showed that, once the regulation principles are set, the constraint can be rapidly strengthened because the main impediments to SC regulations are more institutional barriers than technical difficulties. Today, a few authorities already apply runoff volume regulations with moderate constraints. It is possible that in a few years current practices will include stronger runoff volume limitations, able to cope also with sewer overflows.

5. Conclusions

SC policies have to be analyzed from a temporal perspective. This paper identifies, analyzing development of current policies, some actual trends in policy-making logics. The hydrological analysis assesses what will be

the consequence of these trends if they continue to be applied in the long term.

The regulations' analysis revealed some shortcuts, that many regulators developing SC policies take instead of following a more hydrologically-sound reasoning. Two of the three shortcuts identified seem residuals of old approaches to SC: a persistence of the flow-rate approach and, more deeply, of a pioneer-approach oriented to develop as much and as larger BMPs as possible.

The hydrological analysis showed that SC policies based on these two shortcuts, applied together, can produce negative effects when widely applied on a catchment. In fact, we simulated "traditional" flow-rate regulations (i.e. flow-rate approach) and observed that strengthening the constraint (i.e. larger BMPs) aggravates the distortion of low-flow regimes.

While these two shortcuts are linked to decision-making inertia, the third one — a too simplistic concept of scale-transition — seems to be caused by the absence of appropriate hydrological tools to account for this transition. Today, the only available tool to evaluate SC policies on a specific catchment is detailed modeling, requiring conspicuous quantities of data, time, know-how and financial resources. Few local authorities, among all those that could be interested in adopting SC policies in the next years, are able to provide this effort.

Volume regulations, even if constrained by local infiltration possibilities, appear "safer" than flow-rate regulations for the authorities unable or reluctant to provide modeling effort: according to the analyses available and to our results, it seems that, for them, the approach "the more the better" is valid, as they do not seem to aggravate the situation in any case. Studying their application, consequences and practical limits on the catchments where they are already applied appears to be a priority. In the same time, their diffusion could be encouraged. More in general, studying SC policies effect at the catchment-scale seems a good approach to better understand the potential mitigations of the social and environmental impacts of urban growth, and to support regulators to reach a right balance between policy-making necessities and urban hydrology rationality.

6. Acknowledgments

The authors wish to express their gratitude to the many technicians who shared their competences and experience to help this research, and to their institutions. We particularly thank the SIVOA for making available the information and data on the ZOH catchment.

References

- Azzout, Y., Barraud, S., Cres, F., 1994. Techniques alternatives en assainissement pluvial: choix, conception, réalisation et entretien. Technique & Documentation, Lavoisier.
- Balascio, C., Lucas, W., 2009. A survey of storm-water management water quality regulations in four Mid-Atlantic States. *Journal of environmental management* 90, 1–7.
- Bergue, J.M., Ruperd, Y. (Eds.), 1994. Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviales. Service Technique de l'Urbanisme, Ministère de l'Équipement. Technique & Documentation, Lavoisier.
- Blöschl, G., Sivapalan, M., 1995. Scale issues in hydrological modelling: a review. *Hydrological processes* 9, 251–290.
- Bollig, S.R., 2007. Diffusion of innovations: how local governments shape public policy to promote progressive stormwater management. Master's thesis. Department of Planning, Public Policy and Management of the University of Oregon.
- Booth, D., Jackson, C., 1997. Urbanization of aquatic systems: degradation thresholds, stormwater detection, and the limits of mitigation. *Journal of the American Water Resources Association* 33, 1077–1090.
- Bourgogne, P., 2010. 25 ans de solutions compensatoires d'assainissement pluvial sur la communauté urbaine de Bordeaux, in: GRAIE, Novatech 2010, Lyon, France.
- Cantone, J.P., Schmidt, A.R., 2009. Potential dangers of simplifying combined sewer hydrologic/hydraulic models. *Journal of Hydrologic Engineering* 14, 596–605.
- Carré, C., 2002. Temps et systèmes spatiaux: l'assainissement dans l'agglomération parisienne. *L'Espace géographique* 3, 227–240.
- Carter, T., Jackson, C., 2007. Vegetated roofs for stormwater management at multiple spatial scales. *Landscape and Urban Planning* 80, 84–94.
- Catherine, A., Quiblier, C., Yéprémian, C., Got, P., Groleau, A., Vinçon-Leite, B., Bernard, C., Troussellier, M., 2008. Collapse of a planktothrix agardhii perennial bloom and microcystin dynamics in response to reduced phosphate concentrations in a temperate lake. *FEMS Microbiology Ecology* 65, 61–73.
- Chocat, B., Cabane, P., 1999. Hydrologie urbaine: modélisation et effet d'échelle. *La Houille Blanche* 7–8, 106–111.
- Chocat, B., et al., 1997. Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Eurydice 92. Technique & Documentation, Lavoisier.
- Chouli, E., 2006. La gestion des eaux pluviales urbaines en Europe: analyse des conditions de développement des techniques alternatives. Ph.D. thesis. Cereve, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Clar, M., Barfield, B., O'Connor, T., 2004. Stormwater best management practice design guide. US Environment Protection Agency. National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and Development.
- Comité de Bassin Seine-Normandie, 2009. Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux 2010–2015. Available at <http://www.eau-seine-normandie.fr/index.php?id=6131> (visited: july 2011).
- Comstock, S., Wallis, C., 2003. The Maryland stormwater management program: A new approach to stormwater design, in: National Conference on Urban Stormwater: Enhancing Programs at the Local Level, US Environmental Protection Agency, Chicago, Illinois, pp. 76–84.
- Debo, T., Reese, A., 2002. Municipal storm water management. Lewis Publishers. 2nd edition.
- Delleur, J., 2003. The evolution of urban hydrology: past, present, and future. *Journal of hydraulic engineering* 129, 563–573.
- Elliott, A., Trowsdale, S., 2007. A review of models for low impact ur-

- ban stormwater drainage. *Environmental Modelling and Software* 22, 394–405.
- Ellis, J., Green, C., Revitt, D., 2010. Identifying success factors in urban surface BMP implementation: mission impossible?, in: GRAIE, Novatech 2010, Lyon, France.
- Ellis, J., Revitt, D., Scholes, L., Nascimento, N., Heller, L., Champs, J., 2007. A paradigm switch in urban stormwater management: Achieving integrated strategic approaches; the Belo Horizonte example, in: *International Symposium on New Directions in Urban Water Management*, UNESCO, Paris.
- Emerson, C., Welty, C., Traver, R., 2005. Watershed-scale evaluation of a system of storm water detention basins. *Journal of Hydrologic Engineering* 10, 237.
- EPA, 2010. Green infrastructure case studies: municipal policies for managing stormwater with green infrastructure. US Environment Protection Agency. Office of Wetlands, Oceans and Watersheds.
- Faulkner, B., 1999. The control of surface water runoff from new development - UK national 'policy' in need of review? *Urban Water* 1, 207–215.
- Fennessey, L., Hamlett, J., Aron, G., LaSota, D., 2001. Changes in runoff due to stormwater management pond regulations. *Journal of Hydrologic Engineering* 6, 317–327.
- Freni, G., Mannina, G., Gaspare Viviani, P., 2010. Urban storm-water quality management: centralized versus source control. *Journal of Water Resources Planning and Management* 136, 268.
- Fromon, V., Zuideau, B., 1999. Évaluation de la qualité des cours d'eau. Une approche par la méthode des prix hédonistes appliquée à quatre cas d'étude. Cas pratique II : L'Orge. Technical Report. Université de Lille I - Comité Inter-Agences de l'eau.
- Gironás, J., Roesner, L., Davis, J., Rossman, L., 2009. Storm Water Management Model Applications Manual. US Environment Protection Agency.
- Goff, K., Gentry, R., 2006. The influence of watershed and development characteristics on the cumulative impacts of stormwater detention ponds. *Water resources management* 20, 829–860.
- McCuen, R., 1979. Downstream effects of stormwater management basins. *Journal of the Hydraulics Division ASCE* 105, 1343–1356.
- Meierdiercks, K.L., Smith, J.A., Baeck, M.L., Miller, A.J., 2010. Heterogeneity of hydrologic response in urban watersheds. *Journal of the American Water Resources Association* 46, 1221–1237.
- Mitchell, V.G., Mein, R.G., McMahon, T.A., 2001. Modelling the urban water cycle. *Environmental Modelling and Software* 16, 615–629.
- Morison, P., Brown, R., 2011. Understanding the nature of publics and local policy commitment to Water Sensitive Urban Design. *Landscape and urban planning* 99, 83–92.
- Mouy, N., Duguet, P., Laurent, C., 2007. Faisabilité hydraulique du zonage pluvial à Paris, in: GRAIE, Novatech 2007, Lyon, France.
- Nash, J., Sutcliffe, J., 1970. River flow forecasting through conceptual models part I – A discussion of principles. *Journal of hydrology* 10, 282–290.
- Novotny, V., Brown, P. (Eds.), 2007. *Cities of the future: towards integrated sustainable water and landscape management*. Proceedings of an international workshop held July 12–14, 2006 in Wingspread Conference Center, Racine, WI. IWA Publishing, London.
- O'Connell, E., Ewen, J., O'Donnell, G., Quinn, P., 2007. Is there a link between agricultural land-use management and flooding? *Hydrology and Earth System Sciences* 11, 96–107.
- Petrucci, G., Deroubaix, J.F., de Gouvello, B., Deutsch, J.C., Bompard, P., Tassin, B., 2012. Rainwater harvesting to control stormwater runoff in suburban areas. An experimental case-study. *Urban Water Journal* 9, 45–55.
- Petrucci, G., Tassin, B., 2011. Hydrographs' attenuation in sewers. effects on stormwater source control regulation, in: *12nd International Conference on Urban Drainage*, Porto Alegre, Brazil, 11–16 September 2011.
- Préfecture de Seine-Saint-Denis, 2008. Dossier départemental des risques majeurs (DDRM).
- Quivy, R., Van Campenhoudt, L., 1995. *Manuel de recherche en sciences sociales*. Dunod, Paris. 2 edition.
- Revitt, D., Scholes, L., Ellis, J., 2008. The best management practice catalogue developed within the DayWater project, in: Thevenot, D. (Ed.), *DayWater: An Adaptive Decision Support System for Urban Stormwater Management*. IWA Publishing, London, UK. chapter 8.
- Rodriguez, F., Andrieu, H., Creutin, J., 2003. Surface runoff in urban catchments: morphological identification of unit hydrographs from urban databanks. *Journal of Hydrology* 283, 146–168.
- Roesner, L., Bledsoe, B., Brashear, R., 2001. Are best-management-practice criteria really environmentally friendly? *Journal of Water Resources Planning and Management* 127, 150–154.
- Rossman, L., 2004. *Storm Water Management Model (SWMM version 5.0) user's manual*. US Environment Protection Agency.
- Roy, A., Wenger, S., Fletcher, T., Walsh, C., Ladson, A., Shuster, W., Thurston, H., Brown, R., 2008. Impediments and solutions to sustainable, watershed-scale urban stormwater management: lessons from Australia and the United States. *Environmental Management* 42, 344–359.
- Savic, D., Khu, S., 2005. Evolutionary computing in hydrological sciences, in: Andersen, M.G. (Ed.), *Encyclopedia of Hydrological Sciences*. John Wiley & Sons, New York. volume 1.
- Singh, V.P., 1988. *Hydrologic systems. Rainfall-runoff modeling*. volume 1. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- SIVOA, 2003. Règlement d'assainissement. Available at www.sivoa.fr/pdf/assainissement.pdf (visited: july 2011).
- Urbanas, B., Glidden, M.W., 1983. Potential effectiveness of detention policies, in: *Soutwest storm drainage symposium*; Texas A&M; November 1983.
- Urbanas, B.R., Jones, J.E., 2001. Summary of emergent urban stormwater themes, in: Urbanas, B.R. (Ed.), *Linking Stormwater BMP Designs and Performance to Receiving Water Impact Mitigation*, ASCE.
- Williams, E., Wise, W., 2006. Hydrologic impacts of alternative approaches to storm water management and land development. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association* 42, 443–455.
- Woods-Ballard, B., Kellagher, R., Jefferies, C., Bray, R., Shaffer, P., 2007. *The SUDS manual*. CIRIA, London, UK.
- Wu, J., Yu, S., Zou, R., 2006. A water quality-based approach for watershed wide bmp strategies. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association* 42, 1193–1204.
- Zimmer, C., Heathcote, I., Whiteley, H., Schroeter, H., 2007. Low-impact-development practices for stormwater: Implications for urban hydrology. *Canadian Water Resources Journal* 32, 193.